

30-0055/001

o. PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. KARL KORDINA  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Massivbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

30-0055

"Ermittlung der wirtschaftlichen Bewehrung von  
Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund "

ABSCHLUSSBERICHT

vorgelegt

von

o.Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Dr.-Ing. M. Teutsch

Dipl.-Ing. J. Hegger

Braunschweig, Oktober 1982

**BIBLIOTHEK**  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Gefördert mit Forschungsmitteln des Bundesministers für  
Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Az.: BI 5 - 800180 - 23)

Postsendungen:  
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d  
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher:  
391 5411  
Ortskennzahl 0531  
Kommt keine Verbindung zustande  
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:  
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr

## V o r w o r t

Die zu den nachfolgend beschriebenen Untersuchungen zur Ermittlung der wirtschaftlichen Bewehrung von Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund erforderlichen Mittel stellte das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau zur Verfügung. Die Mitglieder der Beratergruppe, die Herren

Dr.-Ing. D. Jungwirth,

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. h.c. H. Trost und

Dr.-Ing. E. Wölfel

haben das Vorhaben durch Anregungen und Ratschläge wesentlich unterstützt.

Die Vorbereitung der experimentellen Arbeit erfolgte durch Herrn Dipl.-Ing. C. Wunnenberg, dem auch Dank für seine Mitarbeit bei der Durchführung der Versuche gebührt.

Die Vorspannung der Versuchsflachdecke erfolgte mit dem Spannvorgang der Firma Losinger, Bern, durch die Suspa Spannbeton GmbH in Langenfeld, die Material, Geräte sowie Fachkräfte zur Durchführung der Vorspannarbeiten unentgeltlich zur Verfügung stellte. Der Firma, insbes. Herrn Dr.-Ing. K. Schütt, sei für ihre großzügige Unterstützung herzlich gedankt.

Die Verfasser danken allen Mitwirkenden.

Braunschweig, Oktober 1982

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung	3
2	Stand der Forschung	3
3	Bemessungsregeln für Flachdecken	8
3.1	Amerikanische Norm ACI 318-77 /15/	8
3.2	Englische Norm CP 110 /17/	11
3.3	Niederländische Stahlbetonvorschriften VB 1979	13
3.4	FIP-Vorschrift /21/	16
3.5	Schweizer Vorschrift SIA 162 /23/	19
3.6	DIN 4227, Teil 6 Bauteile mit Vorspannung	20
4	Versuchskörper	26
5	Versuchseinrichtung	31
5.1	Meßeinrichtung	32
6	Versuchsauswertung	33
6.1	Allgemeines	33
6.2	Ermittlung der Schnittgrößen	33
6.3	Durchbiegungen	37
6.4	Spannungszuwachs im Spannstahl	42
6.5	Betonverformungen	44
6.6	Rißverhalten	48
7	Überprüfung der Gebrauchsfähigkeitsnachweise	53
8	Zusammenfassung	60
9	Literaturverzeichnis	62

## 1 Einleitung

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der Vornorm DIN 4227 Teil 6 "Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund", wird die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund in der Bundesrepublik weiter gefördert. Im Ausland, insbesondere in den USA werden Spannglieder ohne Verbund im Hochbau bei vorgespannten Flachdecken schon seit Anfang der 60-er Jahre im großen Umfang eingesetzt. Wirtschaftliche Gesichtspunkte, große Freiheit in der Wahl der Stützenanordnung und kleinstmögliche Deckenstärken sind die wichtigsten Gründe für die Anwendung von Flachdecken in Vorspannung ohne Verbund. In Verbindung mit dem Teil 2 der DIN 4227, "Teilweise Vorspannung", werden der Vorspannung ohne Verbund weitere Anwendungsgebiete erschlossen.

### 1.1 Problemstellung

Die Bauart "Vorspannung ohne Verbund" ist dadurch gekennzeichnet, daß die Spannglieder gegenüber dem Beton längsverschieblich geführt sind und die Vorspannung nur über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Bauteil eingeleitet wird. Die unter Beanspruchung auftretenden Querschnittsverformungen des Bauteils (Krümmungen, Randdehnungen) teilen sich unmittelbar nur der Betonstahl-Längsbewehrung mit, während der Spannungszuwachs im verbundlos geführten Spannglied nur der Summe der Betonverformungen in der Faser des betreffenden Spanngliedes entspricht. Bei einem Bauteil mit Vorspannung ohne Verbund ist der zu erwartende Spannungszuwachs im Bruchzustand in der Regel kleiner als bei einem vergleichbaren Bauwerk mit in Verbund liegenden Spanngliedern. Dieser Umstand wirkt sich für den Nachweis der Rissesicherung ungünstig aus: Mit einer günstig wirkenden Vergrößerung der Spannstahlspannungen kann unter der für diesen Nachweis maß-

gebenden Lastkombination nicht gerechnet werden und der fehlende Verbund zwischen Spannstahl und Beton erlaubt es nicht, die Spannglieder auf den zur Erzielung geringer Rißbreiten erforderlichen Bewehrungsquerschnitt anzurechnen.

Biegerisse entstehen in einem Stahl- oder Spannbetontragwerk infolge Zugspannungen, welche die örtliche Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Um die Entstehung einzelner klaffender Risse zu verhindern, kann eine im Verbund liegende Betonstahlbewehrung gewählt werden, die dafür sorgt, daß in einem gewissen Abstand vom Riß infolge der Verbundeigenschaften des Betonstahls wieder die Spannungs-Dehnungs-Verhältnisse des ungerissenen Zustandes I herrschen, wodurch sich dann bei Überschreitung der örtlichen Zugfestigkeit ein neuer Riß bilden kann. Die Folge eines solchen Rißmechanismus ist im Bereich konstanter Biegebeanspruchung ein nahezu gleichmäßiger Rißabstand, der nur von den Zugfestigkeitsschwankungen des Betons abhängig ist. Bei vorgespannten Tragwerken, die nur verbundlose Bewehrungselemente enthalten, kann nach Entstehung eines ersten Biegerisses ein derartiger Rißmechanismus nicht ausgelöst werden. Bildet sich nur ein einzelner oder wenige Risse, ist schon unter Gebrauchslasten mit großen Rißbreiten zu rechnen, und es besteht die Gefahr, daß infolge einer starken Querschnittsrotation im Bereich eines derartigen Risses schon bei einer geringfügig gesteigerten Last ein Versagen der Druckzone eintritt. Dennoch hat sich gezeigt, daß bei Einhaltung bestimmter Voraussetzungen auch für Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund ein "duktilen" Tragverhalten mit gleichmäßigen Rißabständen zu erzielen ist. Zur Abschätzung und zur Kontrolle des Rißverhaltens im Gebrauchslastbereich werden in den zur Zeit gültigen Vorschriften verschiedene Wege beschritten:

- Ermittlung und Beschränkung der Rißbreiten mittels theoretisch oder empirisch gewonnener Ansätze /19/, /23/.
- Beschränkung der Betonzugspannungen im Gebrauchslastbereich /16/, /17/, /21/.

- Festlegung einer erforderlichen Mindestbewehrung in Verbindung mit einer Mindestvorspannung /22/,/23/.

## 1.2 Zielsetzung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollen Bemessungsvorschläge zur Ermittlung einer wirtschaftlichen Bewehrung von Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund zusammengestellt, überprüft und beurteilt werden.

Dazu werden im ersten Teil dieses Berichtes, ausgehend von bekannten experimentellen und theoretischen Untersuchungen, die Gültigkeitsgrenzen der wichtigsten derzeitig gültigen Normen hinsichtlich der Sicherung im Gebrauchslastbereich überprüft.

Daran anschließend wird über eine experimentelle Untersuchung an einer Flachdecke im Maßstab 1:1 unter erhöhten Gebrauchslasten berichtet und die zuvor beschriebenen Bemessungsvorschläge mit den Ergebnissen dieser experimentellen Untersuchung überprüft.

## 2 Stand der Forschung

Die theoretische und experimentelle Erforschung des Spannbetons reicht bis ins letzte Jahrhundert zurück. Von Anfang an wurden sowohl vorgespannte Balken als auch vorgespannte Flächentragwerke untersucht. Die ersten Versuche an ein- und mehrfeldrigen Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund wurden Anfang der fünfziger Jahre durchgeführt. Im folgenden wird eine kurze Übersicht über die wichtigsten Untersuchungen an Flachdecken ohne Verbund gegeben:

- Nach ersten Untersuchungen von Scordelis, Pister und Lin /1/ an einer punktgestützten Einfeldplatte mit zentrischer Vorspannung prüften

- Scordelis, Lin und Itaya /2/ eine vierfeldrige Flachdecke mit parabolischer Spanngliedführung unter verschiedenen Lastanordnungen. Neben der Spannbewehrung wurde nur über den Stützen eine zusätzliche schlaffe Bewehrung eingelegt. Die Platte zeigte sowohl im Feldbereich als auch im Bereich der negativen Momente jeweils einen über die gesamte Plattenbreite durchlaufenden Riß mit sehr großer Rißbreite. Ein Biegebruch konnte jedoch nicht beobachtet werden, da die Platte im Bereich der Stützen durchstanzte.
- Durchstanzen war ebenfalls die Bruchursache bei einem Versuch von Gamble /3/ an einer sechsfeldrigen Flachdecke aus Leichtbeton mit gerader Spanngliedführung und gleichmäßig verteilten Spanngliedern.
- Brothie und Beresford /4/ führten Versuche an einer achtfeldrigen Flachdecke unter Kurz- und Langzeitbelastung mit unterschiedlichen Spanngliedverteilungen durch. In einer Hälfte der Versuchsplatte waren 70 % der Spannglieder und in der anderen Plattenhälfte 55 % der Spannglieder im Gurtstreifen angeordnet. Bei einem Langzeitversuch über 32 Monate unter einer gleichmäßig verteilten Last, die etwa  $\frac{2}{3}$  der zulässigen Gebrauchslast betrug, zeigte die Plattenhälfte mit 70 % der Spannglieder im Gurtstreifen wesentlich geringere Durchbiegungen. Zu diesem Zeitpunkt konnten keine Rißbildungen an der Platte, die ohne schlaffe Bewehrung ausgeführt war, festgestellt werden. Im anschließenden Kurzzeitversuch wurde die Belastung gesteigert. Die Last, welche eine Durchbiegung von  $\frac{2}{3}$  der Plattenstärke verursachte, wurde als Biegebruchlast angegeben, da eine weitere Laststeigerung nicht mehr zu erwarten war. Das Rißbild zeigte einen über die gesamte Platte durchlaufenden Riß auf der Unterseite in Feldmitte und auf der Oberseite entlang der Stützenachse.
- Frank /5/ untersuchte eine mit Litzen ohne Verbund vorgespannte neunfeldrige Flachdecke mit Auskragungen über der

äußeren Stützenreihe, die infolge Durchstanzen an den inneren Stützen versagte.

- Burns und Hemakom berichten in /6/,/7/ von einem ausgedehnten Forschungsprogramm an zwei neunfeldrigen vorgespannten Flachdecken. Bei der ersten Platte war die Spanngliedanordnung in beiden Richtungen gleich, wobei 70 % der Spannglieder im Gurtstreifen und 30 % der Spannglieder im Feldstreifen angeordnet waren. Die zweite Versuchsplatte war in einer Richtung nur im Gurtstreifen mit Spanngliedern versehen, in der anderen Richtung waren die Spannglieder über die gesamte Plattenbreite gleichmäßig verteilt. Beide Platten besaßen neben der Spannbewehrung nur im Bereich über der Stütze eine zusätzliche schlaffe Bewehrung. Die ersten Risse traten bei beiden Platten auf der Plattenoberseite über den Stützen auf. Unterschiedlich war die Ausbildung des Rißbildes im Feld- und Stützenbereich: im Feld bildet sich nur ein ausgeprägter durchlaufender Riß mit großer Rißbreite, während über den Stützen infolge der rißverteilenden schlaffen Bewehrung mehrere kleine Risse auftraten. Burns und Hemakom empfehlen bei Platten mit geringer zentrischer Vorspannung, die Randfelder entweder durch zusätzliche Spannglieder oder durch eine schlaffe Feldebewehrung zu verstärken.
- Ritz, Marti und Thürlimann /8/,/9/,/10/ untersuchten eine gelenkig gelagerte Einfeldplatte und insgesamt 5 Plattenstreifen. Bei den untersuchten Plattenstreifen wurde die Schlankheit, die Höhe der zentrischen Vorspannung, der Betonstahlbewehrungsgehalt und die Art der horizontalen Lagerung variiert. Die Versuche zeigen, daß eine starre horizontale Lagerung durch ihre Membrankräfte im Bereich geringer Durchbiegungen die gleiche günstige Wirkung auf das Rißverhalten besitzt wie eine schlaffe Bewehrung oder eine höhere zentrische Vorspannung. In /10/ schlägt Ritz vor, bei der Bemessung von Flachdecken in Innenfeldern auf eine zusätzliche schlaffe Feldebewehrung zu verzichten, wenn die günstige Wirkung von Membrankräften durch umlie-



gende Randfelder gesichert ist.

- Über den Einfluß einer im Verbund liegenden schlaffen Bewehrung auf das Rißverhalten wird von Burns, Charney und Vines in /11/ berichtet. Um im Gebrauchszustand Rißbildungen auszuschließen, wird eine Begrenzung der Betonzugspannung im Gebrauchszustand auf  $\sigma_{bz} = 0,5/f_c$  'N/mm<sup>2</sup> vorgeschlagen. Die beiden untersuchten dreifeldrigen Plattenstreifen mit einem schlaffen Bewehrungsgehalt von  $\mu_s = 0,12$  % bzw. 0,25 % zeigten bezüglich des Rißverhaltens keine nennenswerten Unterschiede, obwohl der erste Plattenstreifen mit einem Bewehrungsgehalt von 0,12 % deutlich unter dem nach ACI 318-77 empfohlenen Mindestbewehrungsgehalt von 0,20 % lag. Bei beiden Versuchskörpern wurden im Bruchzustand etwa nur 85 % des nach Gl. 18.4 des ACI 318-77 zu erwartenden Spannungszuwachs der Spannglieder erreicht.
- In einer Untersuchung zum Rißbildungsprozess haben Ivanyi und Buschmeyer /12/, /13/ zwölf Plattenstreifen mit zentrischer Vorspannung experimentell untersucht. Versuchsparameter waren Plattendicke, Höhe der zentrischen Vorspannung und Menge der Betonstahlbewehrung. Bei allen Versuchskörpern stiegen die gemessenen Spannstahlspannungen kontinuierlich bis zum Bruch an. Der Bruch trat durch Versagen der Betondruckzone ein, deren gemessene max. Betonstauchung  $\sim 0,4$  % betrug. Nur bei einem Plattenstreifen wurde der nach DIN 4227 Teil 6 berechnete Spannungszuwachs im Spannstahl deutlich unterschritten, bei allen übrigen Versuchskörpern wurden die berechneten Spannungswerte erreicht oder überschritten. In den für die Rißsicherung interessierenden Gebrauchslastbereich mit einer maximalen Rißweite von 0,4 mm war bei den Versuchskörpern kein oder ein nur geringer Spannungsanstieg festzustellen. Daraus folgt, daß für den Nachweis der Rißbeschränkung ein Anstieg der Spannstahlspannung rechnerisch nicht berücksichtigt werden sollte. Nach der Erstrißbildung stellte sich ein mittlerer Rißabstand von  $0,5 \div 2,2$  d ein. Der Abstand

der Risse vergrößerte sich bei höherer Betonzugfestigkeit, bei Verminderung der zentrischen Vorspannung und des Betonstahlbewehrungsgehaltes. Die Risse verliefen zunächst senkrecht zur Randfaser und vergabelten sich später im Bruchlastbereich unterhalb der Druckzone.

Ist die Differenz zwischen der Last bei Beginn der Rißvergabelung und der Erstrißbildung verhältnismäßig groß, kann man von einem "duktilen" Tragverhalten und einer gesicherten Gebrauchsfähigkeit sprechen. Aus den Versuchsergebnissen wird abgeleitet, daß für eine Normalkraftexzentrizität  $e/d \leq 0,35$  ein solches Tragverhalten gesichert ist. Für mittlere Betonfestigkeitsklassen folgt daraus, daß zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit entweder eine Mindestvorspannung von  $\sigma_N = - 2,5 \text{ N/mm}^2$  aufzubringen ist, wobei keine Betonstahlbewehrung eingelegt werden muß, oder eine niedrige Vorspannung  $\sigma_N = - 1,0 \text{ N/mm}^2$  mit einem zugehörigen Betonstahlbewehrungsgehalt von  $\mu_s = 0,10 \%$  kombiniert werden sollte. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

- Cook, Park und Yong /11/ überprüften experimentell an 9 einfeldrigen Plattenstreifen mit unterschiedlicher Schlankheit und verschiedenen Spannbewehrungsgehalten den Ansatz für den rechnerischen Spannungszuwachs im Bruchzustand nach ACI 318-77 für Vorspannung ohne Verbund. Die Versuche zeigten, daß neben Spannbewehrungsgehalt  $\mu_z$  auch die Schlankheit  $l/h$  entscheidenden Einfluß auf den Spannungszuwachs besitzt. Für geringe Spannbewehrungsgehalte mit  $\mu_z \cdot \sigma_v / \beta_{PN} \leq 0,11$  wird nach ACI 318-77 der rechnerische Spannungszuwachs überschätzt. Aufgrund der Versuchsergebnisse wird empfohlen, den rechnerischen Spannungszuwachs für Platten im Bruchzustand auf  $\Delta\sigma_v = 100 \text{ N/mm}^2$  zu begrenzen, und bei Platten mit geringen Spannbewehrungsgehalten  $\mu_z \cdot \sigma_v / \beta_{PN} \leq 0,11$  zur Vermeidung eines plötzlichen Versagens bei der Erstrißbildung Betonstahlbewehrung anzuordnen.

### 3 Bemessungsregeln für Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund in den wichtigsten einschlägigen Normen

Im folgenden werden die Bemessungsregeln und Rechenvorschriften der richtungsweisenden Normen für

Schnittkraftermittlung  
Zulässige Spannstahlspannungen  
Nachweise im Bruchzustand  
Nachweise im Gebrauchszustand

gegenübergestellt.

#### 3.1 Amerikanische Norm ACI 318-77 /15/

In Ergänzung zur USA-Vorschrift ACI 318-77 /15/ wurden vom ACI-ASCE Committee A23 /16/ ausführliche Bemessungsvorschriften für Flachdecken mit und ohne Verbund erarbeitet. Danach ist bei der Bemessung von Flachdecken folgendes zu beachten:

##### Schnittkraftermittlung:

Neben genauen Berechnungsmethoden nach der Elastizitätstheorie dürfen auch Näherungsverfahren mit Hilfe von Ersatzrahmen und Ersatzdurchlaufträgern angewendet werden, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind:

- Betondruckspannungen im Bereich negativer Momente sind kleiner als  $0,30 \sigma_{PN}$
- die zentrische Vorspannung beträgt mindestens  $- 0,9 \text{ N/mm}^2$
- die Betonzugspannungen nach Zustand I sind kleiner als die Werte der nachfolgenden Tabelle

	positive Momente	negative Momente
ohne Beton-stahlbewehrung	$0,17 \sqrt{\beta_{PN}}$	0,0
mit Beton-stahlbewehrung	$0,50 \sqrt{\beta_{PN}}$	$0,50 \sqrt{\beta_{PN}}$

#### Zulässige Spannstahlspannungen:

beim Vorspannen:  $0,8 \cdot \beta_z$  bzw.  $0,94 \cdot \beta_s$   
 unter Gebrauchslast:  $0,7 \beta_z$ .

#### Nachweise im Bruchzustand:

Der Spannungszuwachs des Spannstahl beim Nachweis der Biegebruchsicherheit wird allein in Abhängigkeit von Spannbewehrungsgehalt  $\mu_z$  und der Betonprismenfestigkeit  $\beta_{PN}$  bestimmt:

$$\Delta\sigma_{v,u} = 69 + \frac{\beta_{PN}}{100\mu_z} \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{v,u} \leq \beta_s \text{ N/mm}^2$$

Nach neueren Untersuchungen /11/,/17/ wird für geringe Spannbewehrungsgehalte

$$\frac{\mu_z \cdot \sigma_v}{\beta_{PN}} \leq 0,11$$

mit der o.g. Gleichung der tatsächliche Spannungszuwachs

überschätzt und sollte auf  $\Delta\sigma_v = 100 \text{ N/mm}^2$  begrenzt werden.

Nachweise im Gebrauchszustand:

Die Sicherung der Gebrauchsfähigkeit erfolgt durch die Einhaltung von zulässigen Betonzugspannungen (siehe Tabelle S. 9). Die zentrische Vorspannung darf zwischen  $- 0,9$  und  $- 3,5 \text{ N/mm}^2$  betragen. Zur Rissesicherung wird jedoch eine Vorspannung von mindestens  $- 1,4 \text{ N/mm}^2$  empfohlen.

Im Stützenbereich ist eine obere Mindestbewehrung von

$$A_s = 0,00075 \cdot h \cdot l$$

einzulegen. Dabei ist  $l$  die Spannweite der Flachdecke in Richtung der Bewehrung. Die erforderliche obere Bewehrung, die aus mindestens 4 Stäben mit einem maximalen Abstand von 30 cm besteht, wird auf einen Deckenstreifen mit der Breite  $b = d_{\text{Stütze}} + 3d_{\text{Platte}}$  über der Stütze angeordnet.

Im Bereich positiver Momente ist eine schlaffe Feldbewehrung nicht erforderlich, wenn die nach Zustand I berechnete Zugspannung unter Gebrauchslasten nach Abzug aller Spannungsverluste den Wert  $0,17 \sqrt{\beta_{PN}}$  nicht überschreitet. Für Biegezugspannungen größer als  $0,17 \sqrt{\beta_{PN}}$  beträgt die erforderliche Betonstahlbewehrung im Feld

$$A_s = \frac{Z_b}{0,5 \beta_s}$$

$Z_b$  = Zugkraft im Beton nach Zustand I infolge Eigengewicht und Verkehrslast.

Die Länge der zusätzlichen schlaffen Bewehrung soll sowohl im Stützenbereich als auch im Feldbereich mindestens  $1/3$  der längeren Spannweite betragen. Die Schlankheit  $l/h$  wird für normale Geschoßdecken auf 45 bzw. 48, für Dachdecken auf 48

bzw 52 begrenzt. Die höheren Schlankheiten sind nur dann anzuwenden, wenn die Durchbiegungen nachgewiesen werden.

### 3.2 Englische Norm CP 110 /17/

In Ergänzung zur englischen Vorschrift CP 110 wurden von der Concrete Society /18/ Bemessungsvorschläge für Flachdecken ohne Verbund erarbeitet. Bei der Bemessung und Ausführung einer Flachdecke sind folgende Punkte zu beachten:

#### Schnittkraftermittlung:

Neben genauen Berechnungsverfahren nach der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie können zur Schnittkraftermittlung auch Näherungsverfahren mit Hilfe von Ersatzdurchlaufträgern oder auf Grundlage des "Last-Ausgleichsverfahren" /19/ angewendet werden.

#### Spannstahlspannungen:

- Nach Aufbringen der Vorspannung  $0,7 \beta_z$
- Beim Spannen zum Ausgleich von Reibungsverlusten  $0,8 \cdot \beta_z$ .

#### Nachweise im Bruchzustand

Der Spannungszuwachs der Spannglieder im Bruchzustand wird in Abhängigkeit des Quotienten  $\sigma_v \cdot A_v / (\beta_{WN} \cdot b \cdot d)$  angegeben:

$\frac{\sigma_v \cdot A_v}{\beta_{WN} \cdot b \cdot d}$	$\frac{\sigma_{v,u}}{\sigma_v}$
0,025	1,23
0,05	1,21
0,10	1,18
0,15	1,14
0,20	1,11

Hierin bedeuten:

$\sigma_v$  Spannstahlspannung unter Gebrauchslast  
 $\sigma_{v,u}$  Spannstahlspannung im Bruchzustand  
 $A_v$  Spannstahlquerschnitt

Nachweise im Gebrauchszustand:

Der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit wird durch die Wahl einer zentrischen Mindestvorspannung von  $\sim 0,7 \text{ N/mm}^2$  und durch eine Beschränkung der nach Zustand I berechneten Zugspannungen unter Gebrauchslast geführt:

	mit Beton - stahlbewehrung	ohne Beton - stahlbewehrung
positive Momente	$0,45 \sqrt{\beta_{PN}}$	$0,15 \sqrt{\beta_{PN}}$
negative Momente	$0,45 \sqrt{\beta_{PN}}$	0,0

zulässige Betonzugspannungen unter Gebrauchslast in  $\text{N/mm}^2$

Im Stützenbereich ist eine obere Mindestbetonstahlbewehrung mit  $\mu_s = 0,15 \%$  bezogen auf den Plattenquerschnitt im Gurtstreifen mit der Breite  $b = b_{\text{Stütze}} + 4d_{\text{Platte}}$  anzuordnen. Die Bewehrung soll aus Stäben mit einem Mindestdurchmesser von 12 mm bestehen, und der Stababstand darf höchstens 30 cm betragen. Über eine Mindestbetonstahlbewehrung im Feld werden keine Angaben gemacht.

Die Schlankheit  $l/h$  ist bei Geschoßdecken auf 42 bzw. 48, bei Dachdecken auf 48 bzw. 52 begrenzt. Die höheren Schlankheitsgrenzen dürfen angewendet werden, wenn die Durchbiegung den Wert  $1/250$  bzw.  $1/350$  oder 20 mm bei durchbiegungsempfindlichen Einbauten nicht überschreitet.

### 3.3 Niederländische Stahlbetonvorschriften VB 1979 /20/

Die Bemessung von Flachdecken wird in Teil H der Norm geregelt. Dieser Teil steht kurz vor der bauaufsichtlichen Zulassung und wird wahrscheinlich noch 1983 Gültigkeit erlangen. Nach dem Entwurf des Teil H ist bei der Flachdeckenbemessung folgendes zu beachten:

#### Schnittkraftermittlung:

Neben genauen Rechenverfahren nach der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie ist die Anwendung eines Näherungsverfahrens mit Hilfe von Ersatzrahmen möglich.

#### Nachweise im Bruchzustand:

Der Spannungszuwachs des Spannstahls beim Nachweis der Biegebruchsicherheit wird mit einem Näherungsverfahren nach der Plastizitätstheorie /21/ ermittelt:



$$\Delta\sigma_{v,u} = \frac{E_z}{L} \sum_{j=1}^n \psi_j (h_j - x_j)$$

Hierin bedeuten:

- n    Zahl der Bruchlinien,  $n \leq 3$
- L    Länge der Spannglieder zwischen den Verankerungen
- $\psi_j$     Rotation des Querschnitts im Bereich der Bruchlinie
- $h_j$     Nutzhöhe
- $x_j$     Höhe der Druckzone

Ersatzweise kann aber auch ohne rechnerischen Nachweis die Spannkraftzunahme im Bruchzustand mit 5 % angenommen werden.

#### Nachweis im Gebrauchszustand

Der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit erfolgt entweder durch eine Begrenzung des mit Hilfe einer empirischen Formel ermittelten Rißweite in Verbindung mit einer schlaffen Mindestbewehrung oder durch die Einhaltung von zulässigen Betonzugspannungen unter Gebrauchslast. In beiden Fällen muß die zentrische Vorspannung des Betons mindestens - 0,85 N/mm<sup>2</sup> betragen. Die max Rißweite berechnet sich zu:

$$w = \frac{\sigma_s \cdot l_d}{E_s}$$

Hierin bedeuten:

- $\sigma_s$     Spannung im Betonstahl unter Gebrauchslast ohne Ansatz der Betonzugfestigkeit
- $l_d$     Verbundlänge des Betonstahls, für BSt 420/500 und

BSt 500/550 ist die Verbundlänge gleich dem 30-fachen Stabdurchmesser.

Die einzuhaltenden Rißweiten unterscheiden sich nach den Umweltbedingungen und nach der gewählten Betondeckung:

in trockener Umwelt

$$w \leq 0,3 \cdot c/c_{\min} \text{ und } w \leq 0,5 \text{ mm}$$

in feuchter Umwelt

$$w \leq 0,25 \cdot c/c_{\min} \text{ und } w \leq 0,5 \text{ mm}$$

in Korrosionsfördernder Umwelt

$$w \leq 0,2 \cdot c/c_{\min} \text{ und } w \leq 0,4 \text{ mm}$$

Hierin bedeuten:

$c$  gewählte Betondeckung

$c_{\min}$  nach den Niederländischen Normen geforderte Mindestbetondeckung

Zustätzlich zum Nachweis der Rißbreiten ist folgende Betonstahlmindestbewehrung anzuordnen:

- Bei einachsigen gespannten Platten
  - in Haupttragrichtung im Feld- und Stützenbereich
  - $\mu_s = 0,15 \%$  bezogen auf den Betonquerschnitt
  - in Querrichtung  $\mu_s = 0,05 \%$
- Flachdecken
  - im Bereich über den Stützen  $\mu_s = 0,15 \%$
  - im Feldbereich  $\mu_s = 0,05 \%$

Auf den Nachweis der Rißbreiten und die Mindestbewehrung im Feldbereich kann verzichtet werden, wenn im Gebrauchszustand die nach Zustand I berechneten Betonzugspannungen folgende Grenzwerte unterschreiten:

bei Bauteilen in Korrosionsfördernder Umwelt  $\sigma_b \leq 0$

bei Bauteilen in feuchter Umwelt  $\sigma_b \leq 0,5 \cdot f_b$

bei Bauteilen in trockener Umwelt und unter vorwiegend ruhender Belastung  $\sigma_b \leq f_b$

Hierin bedeutet:

$f_b$  nach Niederländischer Norm zulässige Betonzugspannung  
(1,8 N/mm<sup>2</sup> - 3,5 N/mm<sup>2</sup> für B 22,5 - B 60)

### 3.4 FIP-Vorschrift /21/

Die 1980 erschienene FIP-Vorschrift entstand in Anlehnung an die amerikanische und australische Norm, da bis zu diesem Zeitpunkt die überwiegende Zahl der theoretischen und experimentellen Untersuchungen in diesen Ländern durchgeführt worden war. Sie enthält für die Bemessung von Flachdecken folgende Regeln.

#### Schnittkraftermittlung

Die Schnittgrößen dürfen für den Bruchsicherheitsnachweis sowohl nach der Elastizität- als auch nach der Plastizitätstheorie berechnet werden, für die Nachweise im Gebrauchszustand sind immer die Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie zugrunde zu legen. Zur Rechenvereinfachung können auch statt einer genauen Elastizitätsrechnung Näherungen mit Hilfe von Ersatzrahmen und Ersatzdurchlaufsystem angewendet werden. Zur Ermittlung der Schnittgrößen aus der Vorspannung wird die Wirkung der Vorspannung in die Anteile zentrische Normenkraftbeanspruchung und Umlenkpressungen aufgeteilt, wobei die Umlenkpressungen unter Vernachlässigung der Gegenkrümmungen über den Stützen konstant über die gesamte Länge angenommen werden.

#### Zulässige Spannstahlspannung:

- Nach Aufbringen der Vorspannung  $0,7 \beta_z$
- Beim Spannen zur Überwindung von Reibungsverlusten  $0,8 \beta_z$ .

### Nachweise im Bruchzustand

Die Berechnung des Spannungszuwachs im Bruchzustand wird als geometrisches Problem betrachtet und unter der Annahme berechnet, daß sich bei Feldmomenten das untersuchte Feld, bei Stützenmomenten die beiden dem untersuchten Querschnitt benachbarten Felder sich um  $f = 1/50$  durchbiegen. Daraus ergibt sich näherungsweise mit einer Spanngliedverlängerung von

$$\Delta l = \frac{3 \cdot f \cdot h}{1} = \frac{h}{17}$$

ein Spannungszuwachs im Feld von:

$$\Delta \sigma_{v,u} = \frac{\Delta l}{L} \cdot E_z$$

$$\Delta \sigma_{v,u} \leq \beta_s$$

und ein Spannungszuwachs im Stützenquerschnitt von:

$$\Delta \sigma_{v,u} = \frac{(\Delta l_1 + \Delta l_2)}{L} \cdot E_z$$

$$\Delta \sigma_{v,u} \leq \beta_s$$

Hierin bedeuten:

L Gesamtlänge des Spanngliedes zwischen den Verankerungen

h statische Nutzhöhe

### Nachweise im Gebrauchszustand

Zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit ist eine Mindestvorspannung von  $- 1,0 \text{ N/mm}^2$  aufzubringen. Außerdem sind die unter Gebrauchslast auftretenden Biegezugspannungen wie folgt zu begrenzen:

	mit Beton - stahlbewehrung	ohne Beton - stahlbewehrung
positive Momente	$0,48 \sqrt{\beta_{PN}}$	$0,16 \sqrt{\beta_{PN}}$
negative Momente	$0,48 \sqrt{\beta_{PN}}$	0,0

### Schlaffe Mindestbewehrung

Die Mindestbewehrung über den Stützen beträgt  $\mu_s = 0,075 \%$  bezogen auf die gesamte Querschnittsfläche. Sie soll unmittelbar über der Stütze angeordnet werden und mindestens aus 4 Stäben mit einem max. Abstand von 30 cm bestehen. Im Bereich positiver Momente ist nur in Rand- und Eckfeldern eine Betonstahlbewehrung, über deren Bewehrungsgehalt keine Aussage gemacht wird, vorzusehen; für Innenfeldlast wird angenommen, daß die auftretenden Membrankräfte eine ausreichende Rissesicherung bewirken.

Die Schlankheit  $l/h$  ist bei Geschoßdecken auf 42 bzw. 48, bei Dachdecken 48 bzw. 52, und bei Kasettendecken auf 35 begrenzt. Die höheren Schlankheitsgrenzen dürfen angewendet werden, wenn nachgewiesen wird, daß die Durchbiegung den Wert  $1/250$  bzw.  $1/350$  bei durchbiegungsempfindlichen Ein-

bauten nicht überschreitet.

### 3.5 Schweizer Vorschrift SIA 162 /23/

Als Ergänzung der SIA 162 wurde vom Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Verein ein Entwurf /24/ für eine Erweiterung der Vorschriften bei Flachdecken in Vorspannung ohne Verbund erarbeitet. Hiernach ist bei der Bemessung folgendes zu beachten.

#### Schnittkraftermittlung

Die Schnittkraftverteilung kann sowohl nach genaueren Berechnungsmethoden der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie als auch nach Näherungsverfahren mit Hilfe von Ersatzdurchlaufträgern erfolgen.

#### Zulässige Spannstahlspannungen:

- beim Spannen  $0,75 \beta_z$
- unter Gebrauchslast  $0,7 \beta_z$  bzw.  $0,85 \beta_s$

Die Spannkraftzunahme im Bruchzustand wird unter Annahme einer Durchbiegung von  $1/40$  berechnet:

Randfeld:

$$\Delta\sigma_{v,u} = \frac{0,075 \cdot d \cdot E_z}{L}$$

Innenfeld:

$$\Delta\sigma_{v,u} = \frac{(0,0125 \cdot l + 0,1 \cdot h_v) E_z}{L}$$

Hierin bedeutet:

$h_v$  Stich der Parabel des Spanngliedes.

Nachweise im Gebrauchszustand:

Der Nachweis der Rißbeschränkung erfolgt allein durch die Anordnung einer Mindestbewehrung: Zur Sicherstellung einer ausreichenden Rißverteilung ist sowohl in Innenfeldern als auch in Rand- und Eckfeldern eine Mindestbewehrung mit einem geometrischen Bewehrungsgehalt von

$$\mu_s > 0,15 \% - 0,5 \cdot \mu_z$$

$$\mu_s > 0,05 \%$$

anzuordnen.

Im Bereich über der Stütze, für die keine Mindestbewehrungsgehalte angegeben sind, ergibt sich die erforderliche Betonstahlbewehrung aus dem Biegebruchsicherheits- bzw. Durchstanznachweis.

Die Schlankheit  $l/h$  ist für Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund auf 45 begrenzt.

3.6 DIN 4227, Teil 6 Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund /25/

Die DIN 4227 Teil 6 ist erst im Mai 1982 als Vornorm im Weißdruck erschienen. Durch die Teilnahme von Prof. Kordina im entsprechenden Unterausschuß sind einige der im Institut für Baustoffkunde, Massivbau und Brandschutz erarbeiteten Ergebnisse in die Norm eingeflossen. Nachstehend werden die wichtigsten Regeln zur Bemessung von Flachdecken erläutert.

### Schnittkraftermittlung:

In der DIN 4227 Teil 6 werden neben dem Hinweis auf die allgemeinen Bestimmungen der DIN 1045 keine direkten Angaben über die Methoden der Schnittkraftermittlung gemacht. Ein vereinfachtes Verfahren zur Schnitt-

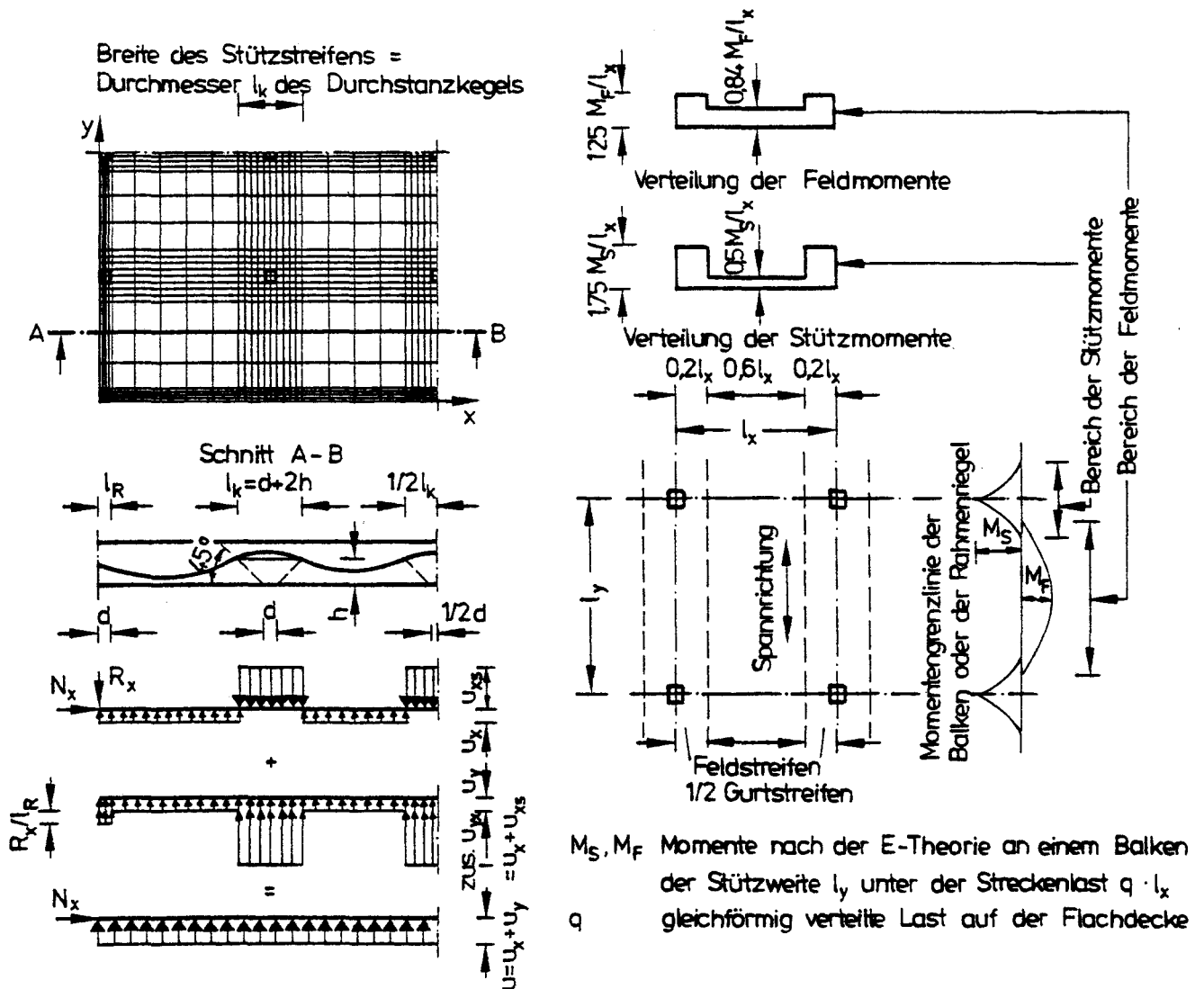


Bild 1: Näherungsverfahren zur Schnittkraftermittlung nach DIN 4227, Teil 6

größenermittlung für vorgespannte punktförmig gestützte Platten mit rechteckigem Stützenraster und einem Stützweitenverhältnis von  $0,75 < l_x / l_y < 1,33$  wird im Anhang zum Teil 6 beschrieben. Nach diesem Näherungsverfahren werden die Biegemomente infolge äußerer Last und Vorspannung mit



Hilfe von Ersatzrahmen bzw. Ersatzdurchlaufträgern ermittelt und wie im Bild 1 dargestellt auf Gurt- und Feldstreifen aufgeteilt. Bei der Anordnung der Spannglieder ist darauf zu achten, daß sich eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Umlenkpressungen über die gesamte Platte ergibt.

#### Zulässige Spannstahlspannungen

beim Spannen:	$0,75 \beta_z$ bzw. $0,85 \beta_s$
unter Gebrauchslast	$0,70 \beta_z$ bzw. $0,80 \beta_s$

#### Nachweise im Bruchzustand

Für den Nachweis der Bruchsicherheit sind in der DIN 4227 Teil 6 drei Lastkombinationen angegeben. Für Flachdecken dürfte nur die erste Lastfallkombination

$$1,75 S_g + 1,0 S_v + 1,75 S_p < R$$

maßgebend werden. Hierin bedeuten:

- $S_g$  Schnittgröße aus ständiger Last im Gebrauchszustand
- $S_p$  Schnittgröße aus Verkehrs- Wind- und Schneelast im Gebrauchszustand
- $S_v$  Schnittgröße aus dem statisch bestimmten und dem statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung
- $R$  Schnittgröße, die vom Querschnitt im rechnerischen Bruchzustand ohne Berücksichtigung der Spannglieder aufgenommen werden kann.

Die Vorspannkraft wird demnach als äußere Einwirkung im Bruchsicherheitsnachweis eingeführt. Der infolge der Laststeigerung im Bruchzustand sich einstellende Spannungszuwachs wird durch ein vereinfachtes Verfahren bestimmt: Die zusätzliche Spannglieddehnung im Bruchzustand wird unter der Annahme berechnet, daß beim Nachweis im Feldbereich das untersuchte Feld, beim Nachweis im Querschnitt über der Stütze die benachbarten Felder sich jeweils um  $f = 1/50$

durchbiegen. Mit der Durchbiegung  $f$  ergibt sich näherungsweise eine Spanngliedverlängerung von  $\Delta l = (3 \cdot f \cdot h)/l = h/17$ .

Spannungszuwachs bei Feldquerschnitten:

$$\Delta\sigma_{v,u} = \frac{\Delta l}{L} \cdot E_z$$

$$\Delta\sigma_{v,u} \leq \beta_s$$

Spannungszuwachs bei Stützenquerschnitten:

$$\Delta\sigma_{v,u} = \frac{(\Delta l_1 + \Delta l_2) E_z}{L}$$

$$\Delta\sigma_{v,u} \leq \beta_s$$

Mit  $L$  wird die Länge des Spanngliedes zwischen den Verankerungspunkten bezeichnet.

#### Nachweis im Gebrauchszustand

Zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit und des Korrosionsschutzes der Betonstahlbewehrung ist die Rißweite in dem Maß zu beschränken, wie es der Verwendungszweck erfordert. Diese Anforderung kann erfüllt werden

a) durch Wahl einer Betonstahlbewehrung, die die Gleichung

$$d_s = r \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_s^2} \cdot 10^4$$

erfüllt, (vgl. /22/, Abschnitt 10.2), wobei  $\sigma_s$  die Spannung

im Betonstahl infolge einer erhöhten Gebrauchslast darstellt.

- b) bei Platten mit einer Dicke  $d \leq 40$  cm durch eine Kombination von Mindestvorspannung und schlaffer Mindestbewehrung:

$$\begin{array}{ll} \sigma_N = - 1,0 \text{ N/mm}^2 & \mu_s = 0,1 \% \\ \sigma_N = - 2,0 \text{ N/mm}^2 & \mu_s = 0,05 \% \end{array}$$

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Hierin bedeuten:

$\sigma_N$  Normalspannung aus Normalkraft infolge Vorspannung und äußerer Belastung

$\mu_s$  Bewehrungsgehalt bezogen auf den gesamten Betonquerschnitt

- c) bei Platten ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung durch Beschränkung der Lastausmitte  $e$  infolge einer erhöhten Gebrauchslast nach Abschnitt 10.2 DIN 4227 Teil 6

$$\begin{array}{ll} e = M/N \leq d/3 & \text{für Platten der Dicke } d \leq 0,4 \text{ m} \\ e = F d/6 & \text{für Platten der Dicke } d = 0,8 \text{ m} \end{array}$$

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Aus der Beschränkung der zulässigen Ausmitte folgt, daß für gebräuchliche Flachdecken unter der für diesen Nachweis maßgebenden Lastkombination im Gebrauchszustand Zugspannungen zugelassen sind.

Im Stützenbereich sind zusätzlich die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach DIN 4227 Teil 1 zu erfüllen: Der Betonstahlbewehrungsgrad im Bereich des Durchstanzkegels  $d_K = d_{\text{Stütze}} + 3h$  muß mindestens 0,3 % und daneben innerhalb

des Gurtstreifens mindestens 0,15 % betragen.

Die Schlankheit der Platten wird auf das Verhältnis  $l/d = 40$  begrenzt.

#### 4 Versuchskörper

Die experimentellen Untersuchungen zu diesem Forschungsvorhaben erfolgten an einer Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund, die im Rahmen eines Bauvorhabens der Technischen Universität Braunschweig erstellt wurde. Da die Flachdecke nach Abschluß der experimentellen Untersuchungen weiter voll genutzt werden sollte, konnte die Flachdecke im Versuch nicht bis zum Bruch belastet werden.

#### Spannbewehrung

In jeder Spanngliedachse sind je zwei Monolitzen VSL 0,6" St 1570/1770 angeordnet  
56 Querspannglieder , 38 Längsspannglieder

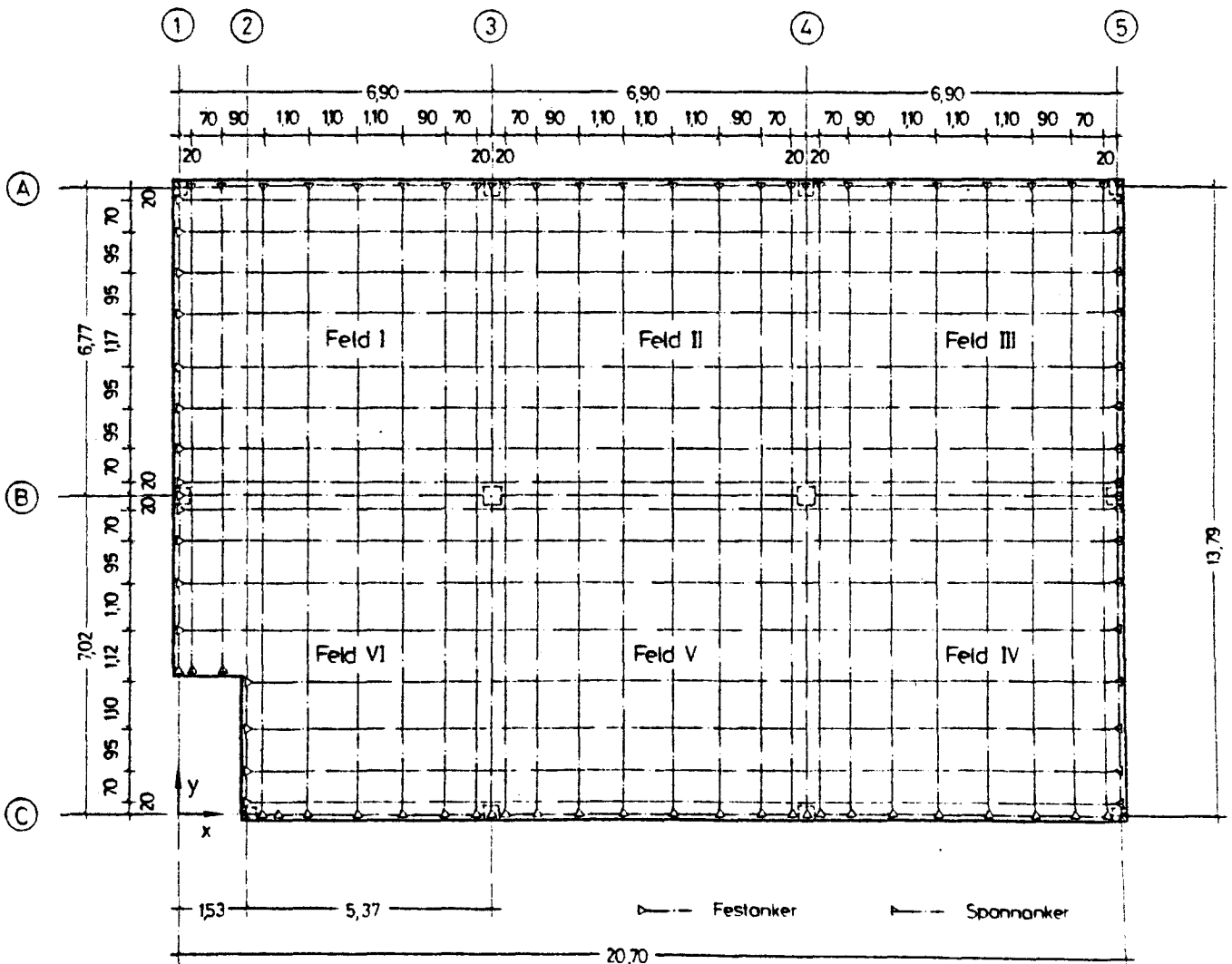
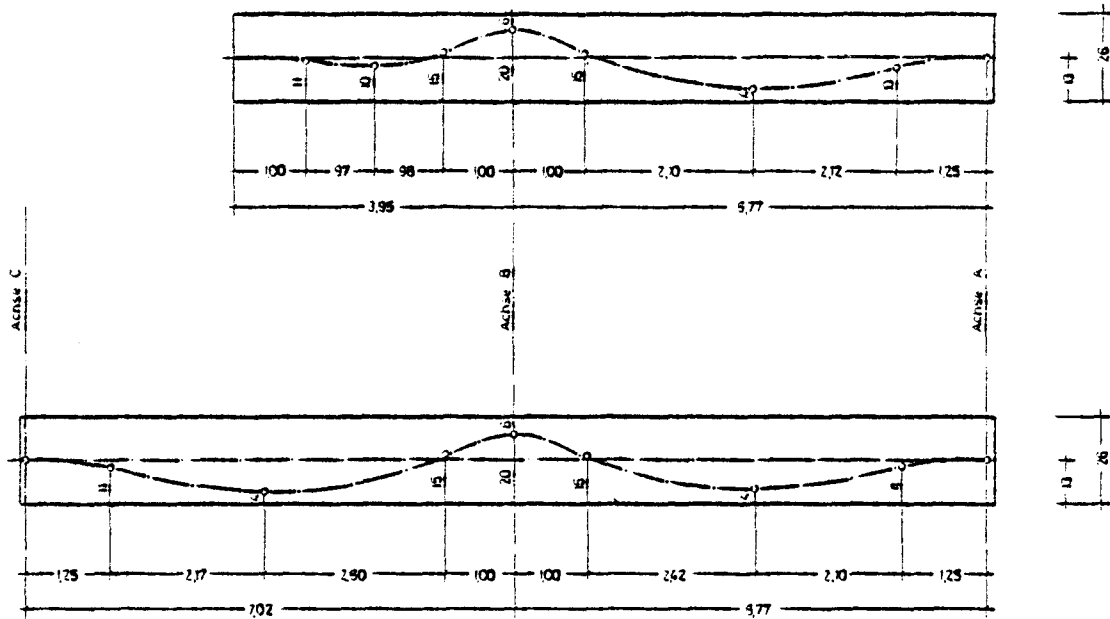


Bild 2: Anordnung der Spannglieder

Spanngliedverlauf  
Querspannglieder



Spanngliedverlauf  
Längsspannglieder

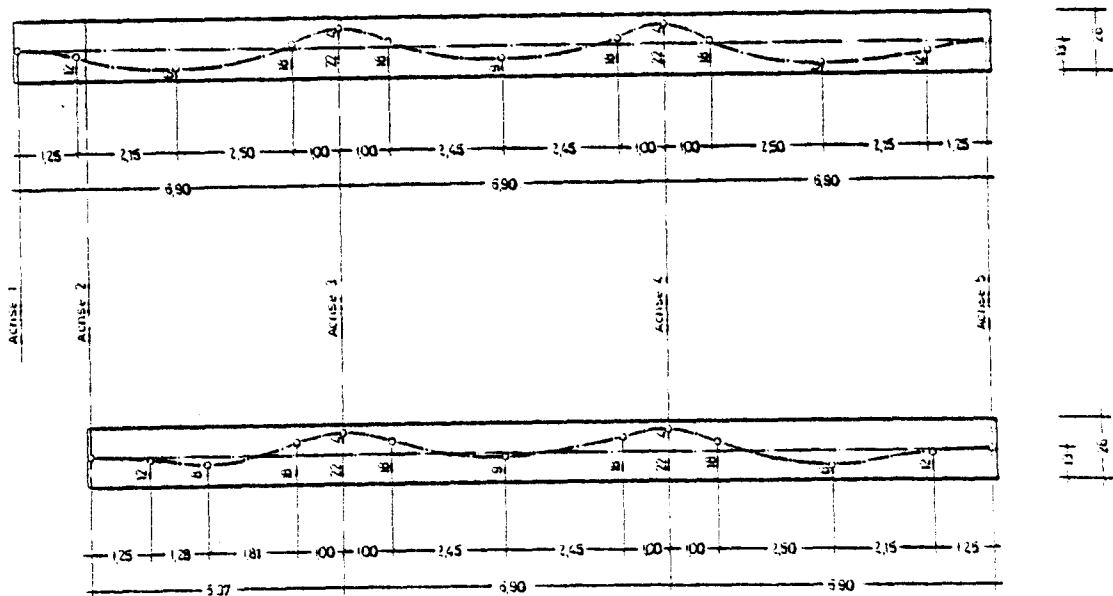


Bild 3: Spanngliedführung in Längs- und Querrichtung

Die untersuchte sechsfeldrige Flachdecke, deren Plattendicke mit  $d = 26$  cm einem mittleren Maß der im Hochbau üblichen Konstruktionshöhen entspricht, hat eine Gesamtlänge von 20,70 m und eine Breite von 13,79 m. Die einzelnen Felder mit Ausnahme des Feld VI besitzen annähernd quadratische Abmessungen bei einer Schlankheit von  $\lambda \approx 26$ .

Die Spannbewehrung besteht aus insgesamt 38 in Längsrichtung und 56 in Querrichtung angeordneten Monolitzen (VSL 0,6" St 1570/1770). Die parabelförmig verlaufenden Spannglieder sind so angeordnet, daß über die gesamte Platte annähernd gleichmäßig verteilte Umlenkpressungen entstehen. Die genauen Abmessungen der Flachdecke und die Verteilung der Spannglieder ist aus den Bildern 2 und 3 zu entnehmen.

Um den Einfluß der Betonstahlbewehrung auf das Rißverhalten untersuchen zu können, wurde der Bewehrungsgehalt der einzelnen Felder variiert. Der Feldbewehrungsgrad bezogen auf den Betonquerschnitt liegt zwischen  $\mu_s = 0,00$  % und  $\mu_s = 0,05$  % (s. auch Übersicht Bild 4). Zusätzlich war über den Stützen eine starke obere Betonstahlbewehrung angeordnet, um unter der Versuchslast, die erheblich über der späteren Gebrauchslast lag, eine ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen zu gewährleisten. Außer der üblichen Spaltzugbewehrung im Verankerungsbereich der Spannglieder und einer konstruktiven Bewehrung zur Randeinfassung der freien Ränder wurde keine weitere Betonstahlbewehrung eingebaut.

Für das Betonieren der Flachdecke wurde Transportbeton der Firma Union-Beton, verwendet. Für die Versuchsdecke wurde eine Beton-Nennfestigkeit von B 25 angestrebt. Der Zementgehalt betrug  $310 \text{ kg/m}^3$  ( PZ35F ) bei einem Wasserzementfaktor von  $W/Z = 0.58$  . Zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften des Betons wurden Würfel, Spaltzugkörper und Balken zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit hergestellt. Ein Teil dieser Probekörper wurde nach den Emp-

fehlungen in DIN 1098, ein anderer Teil wie der Versuchskörper gelagert. Ihre Prüfung erfolgte im Alter von 28 Tagen bzw. zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung. Die Ergebnisse sind in Tab. 1 zusammengestellt.

im Alter von 7 Tagen	Betonwürfeldruck - festigkeit	$\beta_{w7}$ N/mm <sup>2</sup>	19
im Alter von 8 Tagen	Betonwürfeldruck - festigkeit	$\beta_{w8}$ N/mm <sup>2</sup>	26
im Alter von 28 Tagen	Betonwürfeldruck - festigkeit	$\beta_{w28}$ N/mm <sup>2</sup>	36
	Biegezug - festigkeit	$\beta_{BZ}$ N/mm <sup>2</sup>	2,9
	Spaltzug - festigkeit	$\beta_{SZ}$ N/mm <sup>2</sup>	2,9
	E - Modul	$E_B$ N/mm <sup>2</sup>	24 000
im Alter des Versuchs	Betonwürfeldruck - festigkeit	$\beta_{w59}$ N/mm <sup>2</sup>	41

Tabelle 1: Betoneigenschaften

Als Spannbewehrung wurden VSL Monolitzen 0,6", 7-drähtige Spanndrahtlitzen aus St 1570/1770 mit einer Nennfläche von 140 mm<sup>2</sup>, verwendet. Die Litzen waren mit dem Korrosionsschutzfett Nontribos gefettet und mit einem aufextrudierten PE-Mantel mit einer Wandstärke von 1 mm versehen.

Im Alter von 8 Tagen wurde die für den Versuch erforderliche Vorspannung, ca. 65 % der im Gebrauchszustand zulässigen Vorspannung, aufgebracht. Zu Versuchsbeginn betrugen die mittlere gemessene Spannstahlspannung 764 N/mm<sup>2</sup>, die zentrische Vorspannung des Betons in Längs- und Querrichtung  $\sigma_N = - 1,13$  N/mm<sup>2</sup> bzw.  $\sigma_N = - 1,11$  N/mm<sup>2</sup>.

Als Biegezugbewehrung im Feld wurde kaltverformter Betonstahl der Güte BSt 500/550 RK verwendet: Im Feld I wurden Lagermatten Q131, in Feld II und IV Listenmatten VZ 84/84 und in Feld III und V keine Bewehrung eingelegt.



# Betonstahlbewehrung

## Feldbewehrung

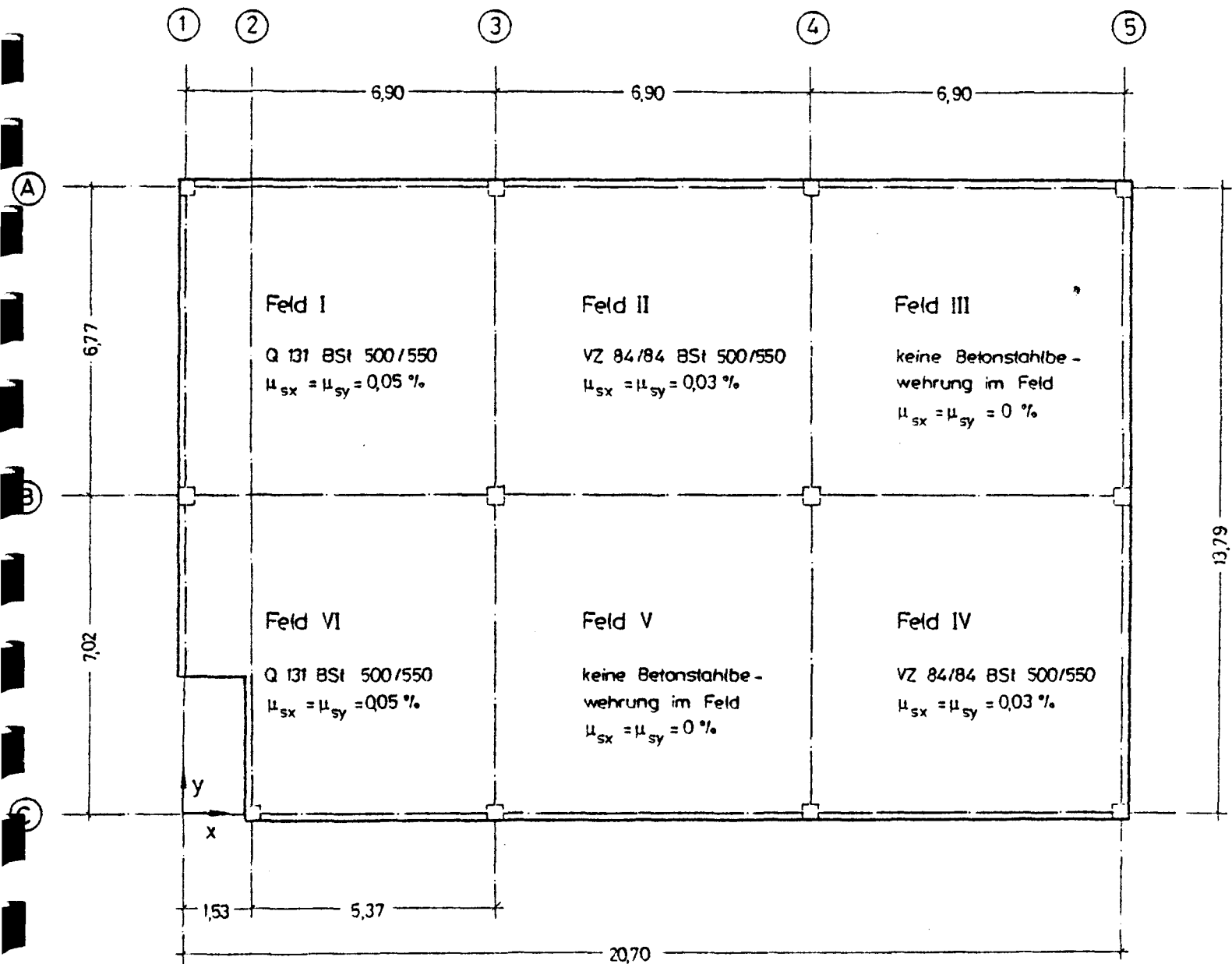


Bild 4: Schlappe Feldbewehrung

## 5 Versuchseinrichtung

Die experimentellen Untersuchungen wurden an den Feldern I bis V durchgeführt. Es wurde jeweils ein Feld laststufenweise belastet, die übrigen Felder waren unbelastet. Als Belastungselemente wurden Kalksandsteinpaletten, Betonplatten und gefüllte Wasserbehälter verwendet (Bild 5 und 6). In der Regel betrug die Laststufenhöhe zwischen 20 und 60 kN. Die genaue Belastungsfolge kann dem Belastungsprotokoll in der Anlage entnommen werden. Als Belastungsfläche wurde ein Lasteinleitungsbereich von  $4 \times 4 = 16 \text{ m}^2$  in Feldmitte gewählt. Die aufgebrachten Versuchslasten wurden so lange gesteigert, bis sich ein ausgeprägtes Rißbild ausgebildet hatte.

Nach Abschluß der Untersuchungen wurde zur Sicherstellung der späteren Gebrauchsfähigkeit die Flachdecke nachgespannt und mit einer höheren Vorspannung als während der experimentellen Untersuchung versehen.



Bild 5: Belastung der Versuchsdecke

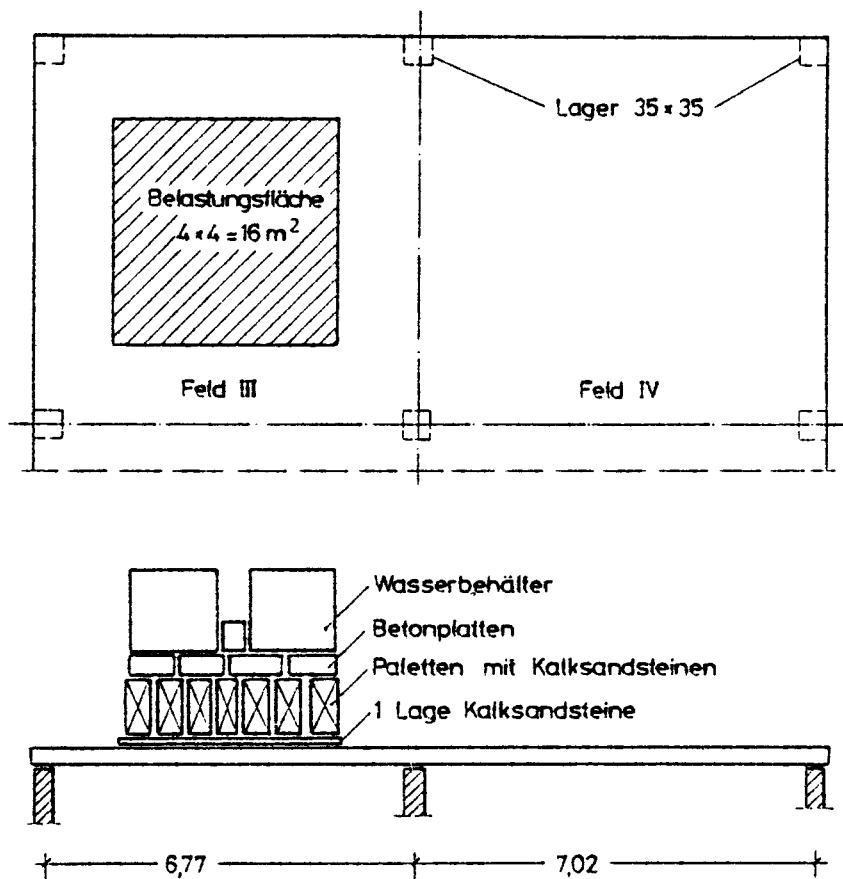


Bild 6: Belastungsanordnung

### 5.1 Meßeinrichtung

Bei jeder Laststufe wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Änderung der Spannkraft

Die Messung erfolgte mit Ringkraftmeßdosen und mit Dehnmeßstreifen, die unmittelbar auf den Drähten aufgeklebt waren. (Dehnmeßstreifen HBM Typ 3/120 LY 51)

- Betonstauchungen

Zur Messung der Betonstauchungen werden insgesamt 89 Dehnmeßstreifen auf der Plattenoberseite entsprechend Bild 14 angeordnet.

- Dehnungen der Zugzone

Für die Messung wurden ein Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 50 cm eingesetzt.

- Rißbreiten

Die Aufzeichnung der Rißbreiten erfolgte mit einer im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig entwickelten Rißbreitenmeßkamera.

- Durchbiegung

Die Durchbiegung wurde an den im Bild 7 angegebenen Punkten mit Hilfe von Rollenmeßgeräten gemessen.

## 6 Versuchsauswertung

### 6.1 Allgemeines

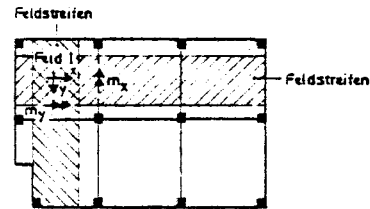
Im folgenden werden die aus den Versuchen an den einzelnen Deckenfeldern gewonnenen Meßergebnisse dargestellt und analysiert. Wegen der Menge der Daten wird auf die Wiedergabe aller Meßdaten verzichtet, es werden nur für die Beurteilung der Gebrauchsfähigkeit charakteristische Ergebnisse dargestellt.

### 6.2 Ermittlung der Schnittgrößen

Da es für die Überprüfung der in Abschnitt 3 beschriebenen Rechensätze und Nachweise im Gebrauchszustand notwendig ist, die genaue Schnittkraftverteilung infolge Eigengewicht, Vorspannung und Versuchslast zu kennen, wurden diese nach der Finite-Element-Methode bestimmt. Gleichzeitig war es möglich, die Genauigkeit und den Anwendungsbereich des im Anhang zu DIN 4227 Teil 6 beschriebenen Näherungsverfahrens zu überprüfen. Das Näherungsverfahren

## Feld I

### Schnittgrößen im Feldstreifen

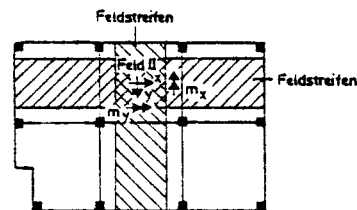


Schnittgrößen Lastfall	Feldmoment $m_x$ in kNm/m		Feldmoment $m_y$ in kNm/m		Normalkraft $n_x$ in kN/m	Normalkraft $n_y$ in kN/m
	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element - Rechnung	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element - Rechnung		
Eigengewicht $g = 6,5 \text{ kN/m}^2$	+ 20,8	+ 21,9	+ 18,2	+ 17,9	0,0	0,0
Vorspannung im Gebrauchszustand	- 63,1	- 63,9	- 54,3	- 52,2	- 295,0	- 289,0
Vorspannung im Bruch- zustand unter Ansatz d. Spannkrafterhöhung nach DIN 4227, Teil 6	- 74,3	- 75,8	- 64,1	- 61,9	- 338,0	- 361,0
Versuchslast $P_{\text{Vers.}} = 480 \text{ kN}$ Belastungsfläche $16 \text{ m}^2$	/-	+ 59,3	/-	+ 59,4	0,0	0,0

Tabelle 2: Schnittgrößen im Feldstreifen Feld I

## Feld II

### Schnittgrößen im Feldstreifen

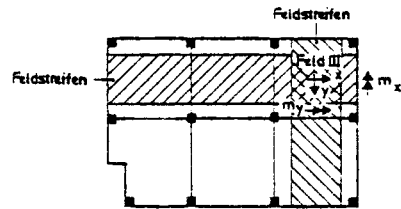


Schnittgrößen Lastfall	Feldmoment $m_x$ in kNm/m		Feldmoment $m_y$ in kNm/m		Normalkraft $n_x$ in kN/m	Normalkraft $n_y$ in kN/m
	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element - Rechnung	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element - Rechnung		
Eigengewicht $g = 6,5 \text{ kN/m}^2$	+ 6,5	+ 7,5	+ 18,2	+ 17,7	0,0	0,0
Vorspannung im Gebrauchszustand	- 19,5	- 21,3	- 51,5	- 52,0	- 295,0	- 289,0
Vorspannung im Bruch- zustand unter Ansatz d. Spannkrafterhöhung nach DIN 4227, Teil 6	- 23,4	- 25,2	- 61,0	- 61,6	- 338,0	- 361,0
Versuchslast $P_{\text{Vers.}} = 660 \text{ kN}$ Belastungsfläche $16 \text{ m}^2$	/-	65,6	/-	+ 57,1	0,0	0,0

Tabelle 3: Schnittgrößen im Feldstreifen Feld II

Feld III

Schnittgrößen im Feldstreifen

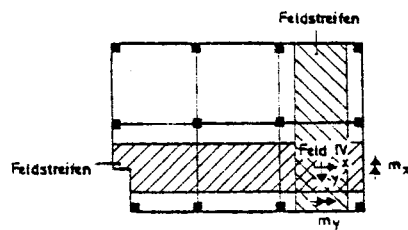


Schnittgrößen Lastfall	Feldmoment $m_x$ in kNm/m		Feldmoment $m_y$ in kNm/m		Normalkraft $n_x$ in kN/m	Normalkraft $n_y$ in kN/m
	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element- Rechnung	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element- Rechnung		
Eigengewicht $g = 6,5 \text{ kN/m}^2$	+20,8	+21,9	+18,2	+17,9	0,0	0,0
Vorspannung im Gebrauchszustand	-63,1	-63,9	-54,3	-52,2	-295,0	-289,0
Vorspannung im Bruch- zustand unter Ansatz d. Spannkrafterrhöhung nach DIN 4227, Teil 6	-74,3	-75,8	-64,1	-61,9	-338,0	-361,0
Versuchslast $P_{\text{Vers}} = 420 \text{ kN}$ Belastungsfläche $16 \text{ m}^2$	./.	+51,9	./.	+52,0	0,0	0,0

Tabelle 4: Schnittgrößen im Feldstreifen Feld III

Feld IV

Schnittgrößen im Feldstreifen

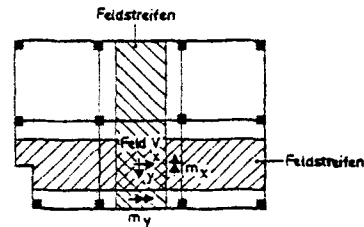


Schnittgrößen Lastfall	Feldmoment $m_x$ in kNm/m		Feldmoment $m_y$ in kNm/m		Normalkraft $n_x$ in kN/m	Normalkraft $n_y$ in kN/m
	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element- Rechnung	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element- Rechnung		
Eigengewicht $g = 6,5 \text{ kN/m}^2$	+20,8	+21,9	+18,2	+17,9	0,0	0,0
Vorspannung im Gebrauchszustand	-63,1	-63,9	-54,3	-52,2	-295,0	-289,0
Vorspannung im Bruch- zustand unter Ansatz d. Spannkrafterrhöhung nach DIN 4227, Teil 6	-74,3	-75,8	-64,1	-61,9	-338,0	-361,0
Versuchslast $P_{\text{Vers}} = 480 \text{ kN}$ Belastungsfläche $16 \text{ m}^2$	./.	+59,3	./.	+59,3	0,0	0,0

Tabelle 5: Schnittgrößen im Feldstreifen Feld IV

Feld V

Schnittgrößen im Feldstreifen



Schnittgrößen Lastfall	Feldmoment $m_x$ in kNm / m		Feldmoment $m_y$ in kNm / m		Normalkraft $n_x$ in kN/m	Normalkraft $n_y$ in kN/m
	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element- Rechnung	Näherungs- verfahren n. DIN 4227, T. 6	Finite Element- Rechnung		
Eigengewicht $g = 6,5 \text{ kN/m}^2$	+ 6,5	+ 7,5	+ 18,2	+ 18,3	0,0	0,0
Vorspannung im Gebrauchszustand	- 19,5	- 21,3	- 51,5	- 53,9	- 295,0	- 289,0
Vorspannung im Bruch- zustand unter Ansatz d. Spannkrafterrhöhung nach DIN 4227, Teil 6	- 23,4	- 25,2	- 61,0	- 63,9	- 338,0	- 361,0
Versuchslast $P_{\text{vers.}} = 520 \text{ kN}$ Belastungsfläche $16 \text{ m}^2$	/.	+ 51,7	/.	+ 45,0	0,0	0,0

Tabelle 6: Schnittgrößen im Feldstreifen Feld V

nach /25/ darf für Flachdecken mit einem Verhältnis der Stützweite von  $0,75 < l_x/l_y < 1,33$  und einem Verhältnis der Umlenkpressungen in x- mit y-Richtung von  $0,5 < u_x/u_y < 2,0$  angewandt werden. Weitere Voraussetzungen für die Anwendung sind, daß die zentrische Vorspannung mindestens  $\sigma_N = 1,0 \text{ N/mm}^2$  beträgt und die Platte durch gleichmäßig verteilte Lasten beansprucht wird.

Für die Berechnung nach der Finite-Element-Methode wurde die im Anhang Seite A16 und A17 dargestellte Elemententeilung gewählt. Die Berechnungen mit der FE-Methode erfolge nach der Elastizitätstheorie im ungerissenen Zustand. Eine Untersuchung an Flachdecken im gerissenen und ungerissenen Zustand von Wegener, Harbord und Duddeck /26/ zeigt, daß die Rißbildung auf die Verteilung der Feldmomente nur einen sehr geringen Einfluß hat und die Feldmomente im gerissenen und ungerissenen Zustand annähernd gleich groß sind.

In den Tabellen 2 - 6 sind die Schnittgrößen aus der FE-Rechnung den nach dem Näherungsverfahren berechneten gegenübergestellt. Der Lastfall Vorspannung wurde für beide Rechenverfahren in die beiden Anteile zentrische Vorspannung und Umlenkpressungen aufgeteilt. Für die Berechnung der Schnittgrößen aus Vorspannung im Bruchzustand wurde der Spannungszuwachs nach DIN 4227 Teil 6 angesetzt. Aus der Gegenüberstellung der Schnittgrößen aus beiden Rechenverfahren wird deutlich, daß die nach den Näherungsverfahren ermittelten Schnittgrößen für die Lastfälle Vorspannung und Eigengewicht mit den Ergebnissen der "genauen Berechnung" nach der FE-Methode gut übereinstimmen.

Im Lastfall Versuchslast sind in den Tabellen 2 - 6 keine Schnittgrößen nach dem Näherungsverfahren angegeben, da im Versuch nur eine Teilfläche in Feldmitte von  $4 \times 4 = 16 \text{ m}^2$  belastet wurde und somit eine Anwendung nach DIN 4227 Teil 6 nicht zulässig ist. Ein durchgeführter Vergleich mit der FE-Rechnung zeigt, daß das Näherungsverfahren bei Teilflächenbelastung keine zutreffenden Werte liefert.

Allen weiteren Untersuchungen in diesem Bericht werden die Ergebnisse der FE-Rechnung zugrundegelegt.

### 6.3 Durchbiegungen

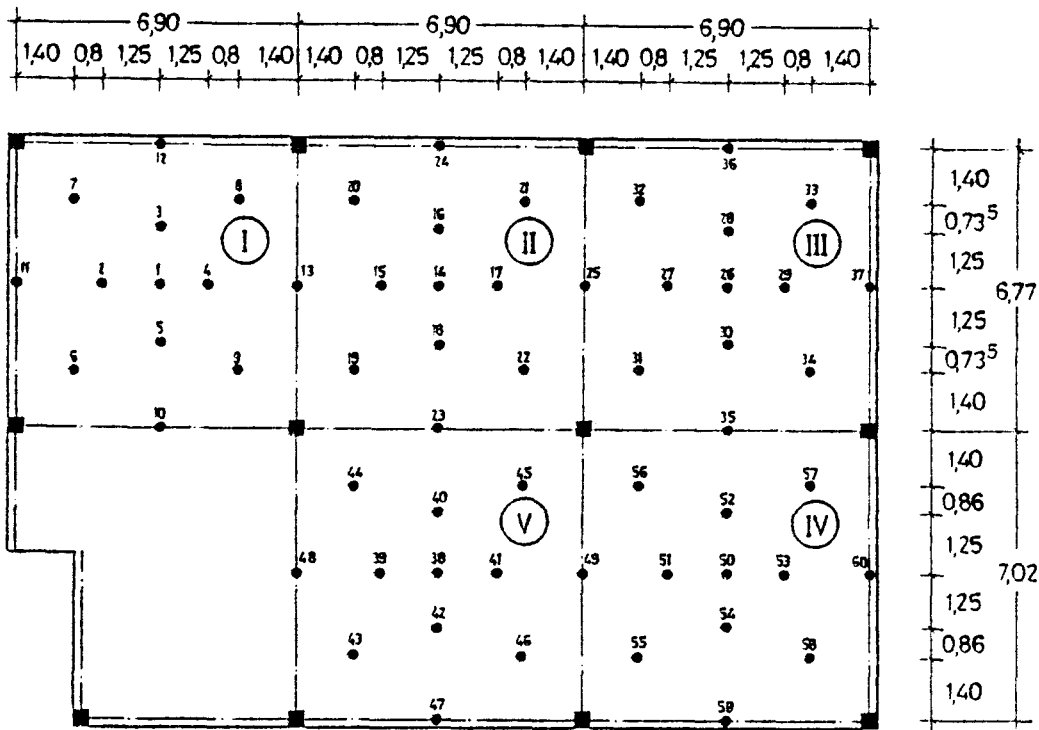
An den in Bild 7 angegebenen Punkten wurde mit Hilfe von Rollenmeßgeräten die Durchbiegung infolge der aufgebrachten Versuchslasten gemessen. Bei der Belastung eines Feldes wurden jeweils nur die Durchbiegungen in dem belasteten Feld und die Mittendurchbiegung der Nachbarfelder aufgezeichnet. Die gemessenen maximalen Durchbiegungen in den einzelnen Feldern lagen zwischen 11,1 mm in Feld V und 15,4 mm in Feld IV.

Die gemessenen Durchbiegungen sind im Anhang auf den Seiten A6 - A14 für jedes Feld laststufenweise zusammengestellt.

Ein Vergleich der experimentellen Durchbiegungswerte mit



# Meßpunkte zur Ermittlung der Plattendurchbiegung



- Meßpunkte

Bild 7: Meßpunkte zur Ermittlung der Plattendurchbiegung

Meßpunkte	Durchbiegungen in mm			
	F = 420 kN		F = 660 kN	
	Laststufe vor der Erstrißbildung		maximale Belastung	
	rechnerisch	experimentell	rechnerisch	experimentell
13	3,3	2,8	5,2	5,6
14	7,9	7,2	12,4	13,8
15	7,0	7,1	11,0	12,8
16	7,7	8,4	12,1	14,5
17	7,1	7,1	11,0	12,5
18	6,6	6,3	10,4	10,8
19	3,7	3,6	5,9	6,5
20	4,9	5,2	7,6	9,1
21	4,9	5,3	7,6	9,2
22	3,7	3,5	5,9	6,1
23	2,8	3,3	4,5	5,8
24	5,5	6,7	8,6	11,2
25	3,3	-	5,2	5,9

Tabelle 8: Vergleich der rechnerischen mit den experimentellen Durchbiegungswerten im Feld II nach der FE-Methode

ermittelten Durchbiegungen, hier stellvertretend für Feld II durchgeführt (Tabelle 7), zeigt, daß bis zur Laststufe vor der Erstrißbildung die rechnerischen Durchbiegungen mit den gemessenen Werten gut übereinstimmen. Erst mit zunehmender Rißbildung sind die gemessenen Werte wesentlich größer als die rechnerischen.

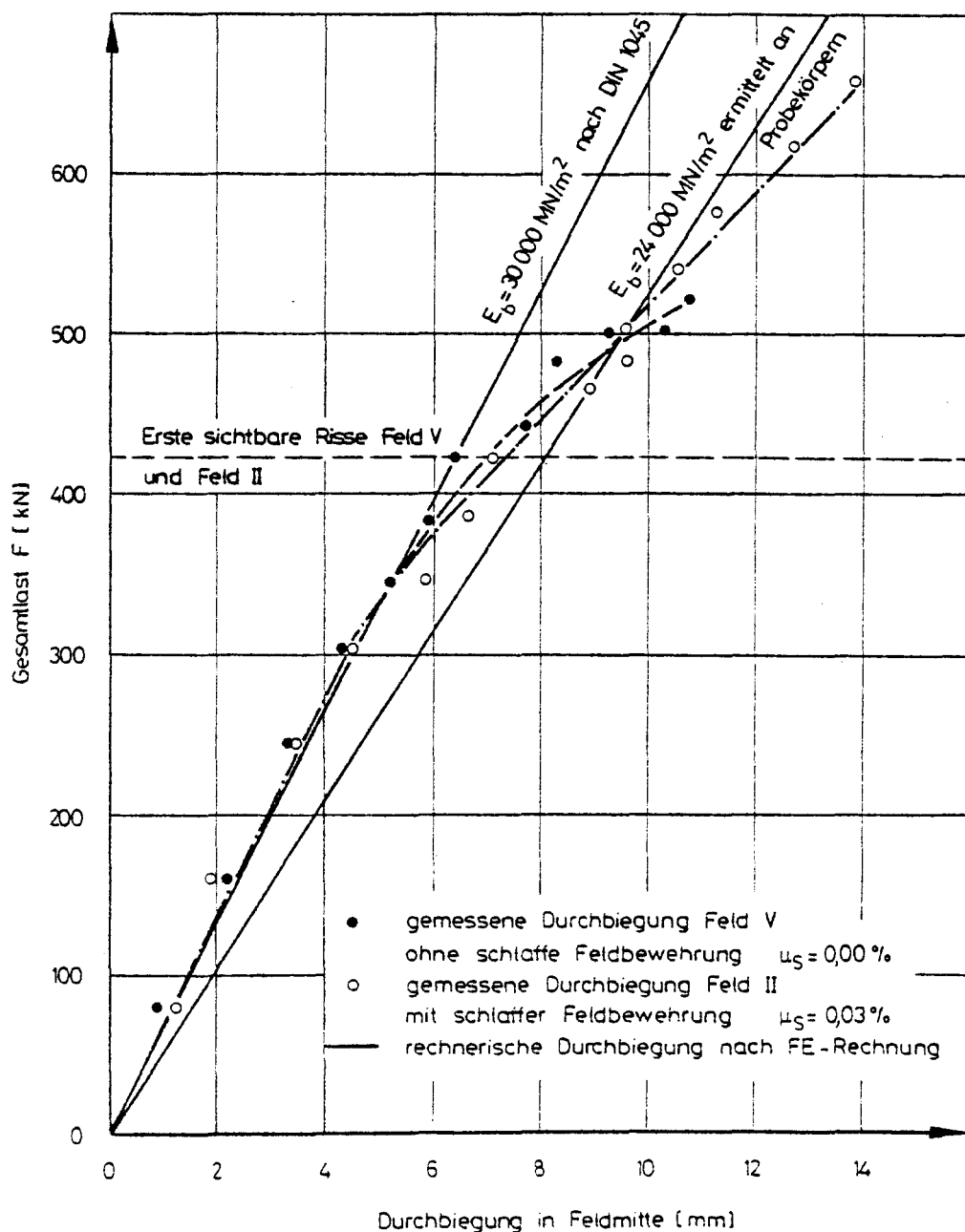


Bild 8: Durchbiegungsvergleich der Innenfelder II und V

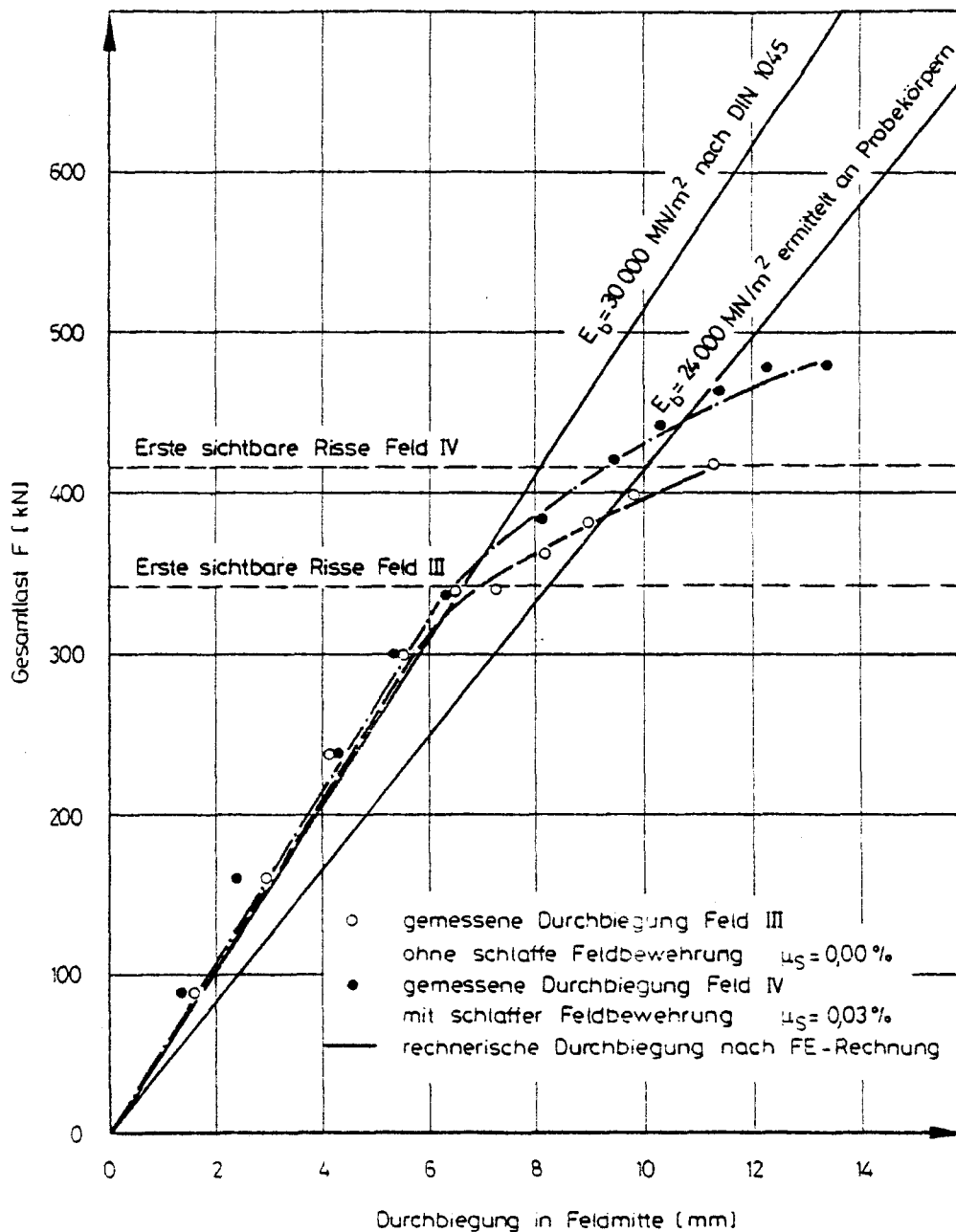


Bild 9: Durchbiegungsvergleich der Eckfelder III und IV

Im gerissenen Zustand wird der Einfluß der Betonstahlbewehrung auf das Durchbiegungsverhalten deutlich. Die Felder III und V besitzen keine schlaffe Bewehrung, in den Feldern IV und II beträgt der Bewehrungsgehalt  $\mu_s = 0,03\%$  (Bild 8 und 9). Bei den unbewehrten Feldern nimmt die Durchbiegung nach der Erstrißbildung stärker zu und die maximale Durchbiegung wird bei gleicher äußerer Last größer. In Bild 10 und 11 sind die Verformungsfiguren der Felder I und II dargestellt. Die an den freien Außenrändern auftretenden Durchbiegungen sind deutlich größer als die an den Innenrändern, da Randbereiche der unbelasteten Nachbarfelder zur Lastabtragung beitragen.

- 41 -  
 Verformungsmaßstab : 1 cm = 10 mm  
 Gesamtlast : 480 kN  
 Belastungsfläche : 16 m<sup>2</sup>

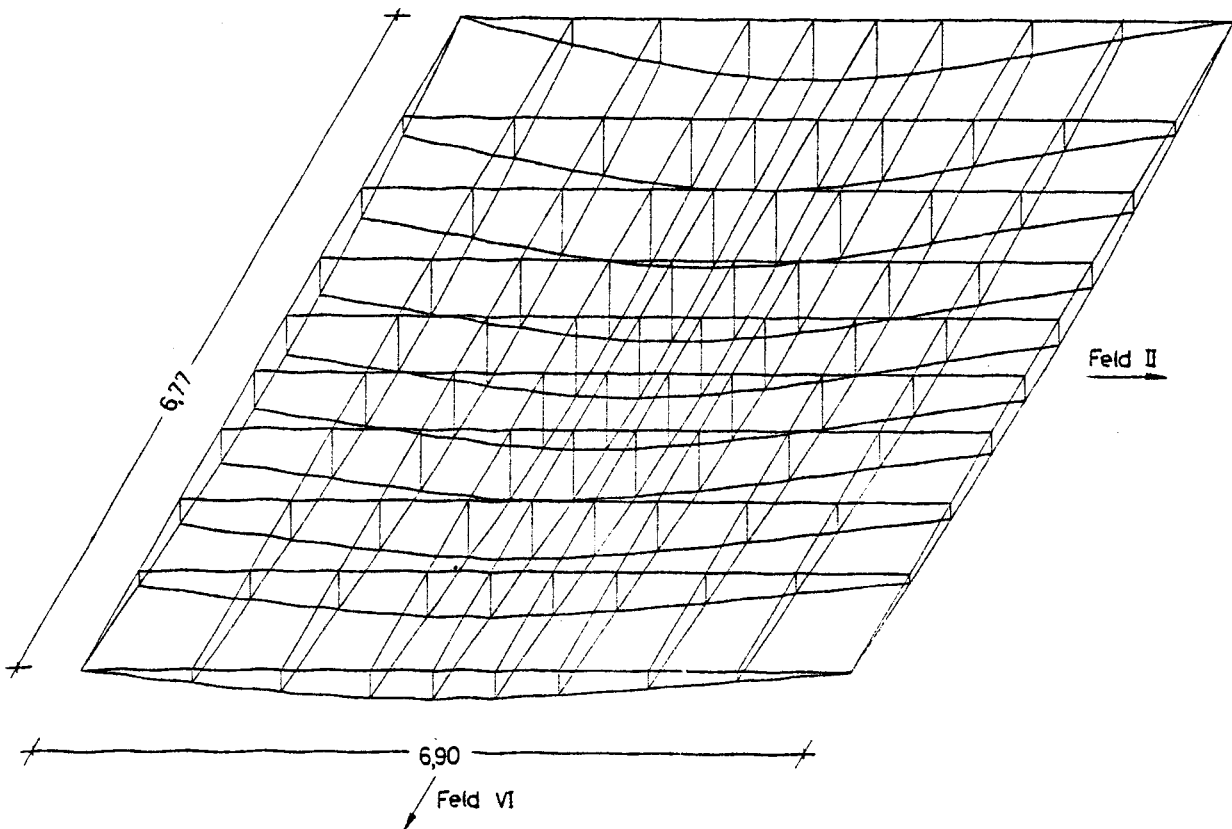


Bild 10: Verformungsfigur Feld I

Verformungsmaßstab : 1 cm = 20 mm  
 Gesamtlast : 660 kN  
 Belastungsfläche : 16 m<sup>2</sup>

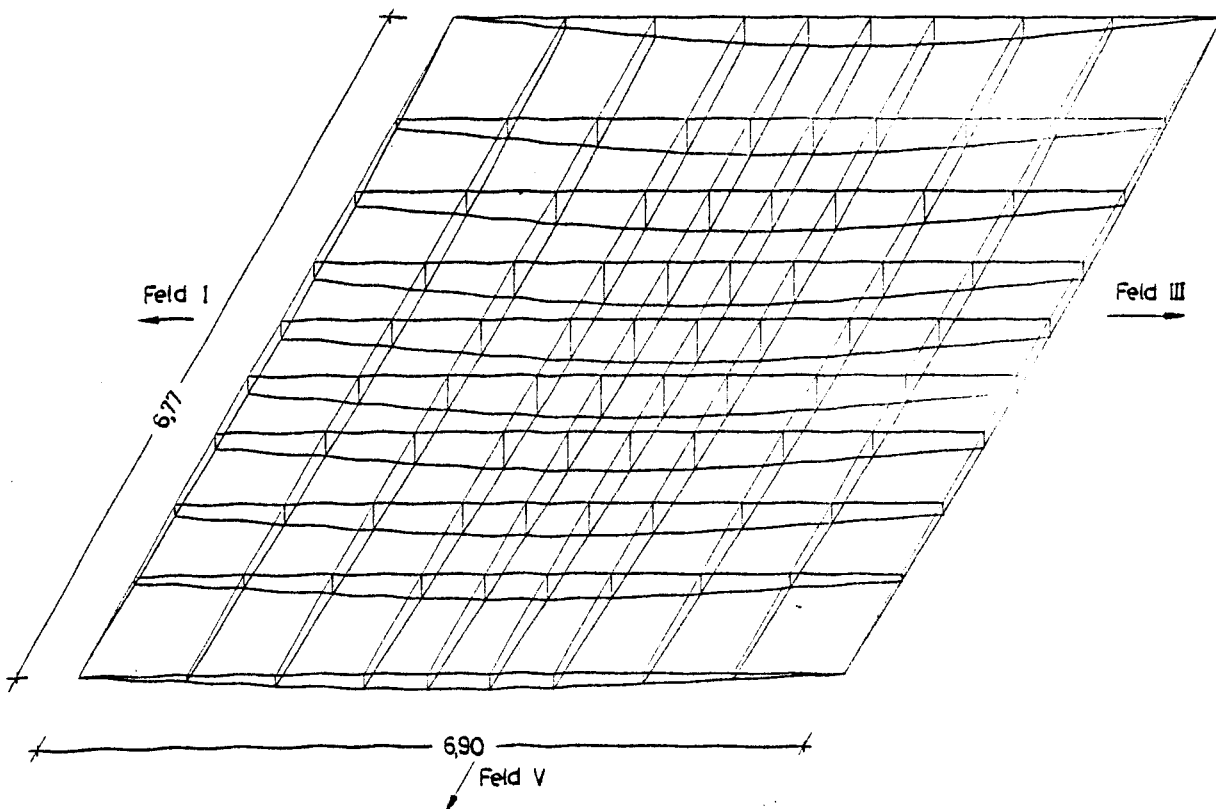


Bild 11: Verformungsfigur Feld II



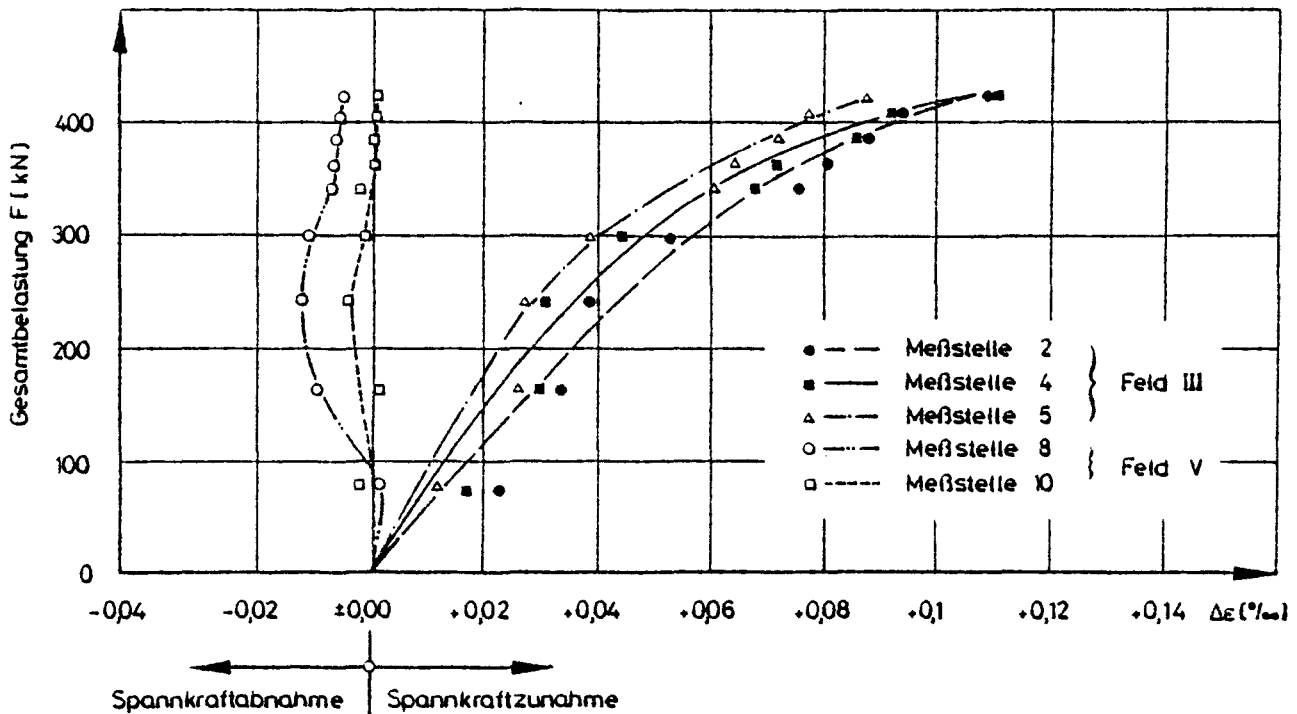


Bild 13: Änderung der Spannstahldehnung infolge der Gesamtbelastung

Wie schon in Abschnitt 1.1 ausgeführt, ergibt sich der Spannungszuwachs im verbundlos geführten Spannglied aus der Summe der Betonverformungen in der Faser des betreffenden Spanngliedes. Bei völlig reibungslos geführten Spanngliedern ist dieser Spannungszuwachs konstant über die gesamte Spanngliedlänge.

Die verwendeten VSL-Monolitzen besitzen jedoch einen werkseitig angegebenen Reibungsbeiwert von 0,06. Diese Reibungsverluste, die zwar wesentlich niedriger als bei Spanngliedern mit Verbund sind, führen dazu, daß der im Rißquerschnitt auftretende Spannungszuwachs des Spannstahls bis zur Verankerung weitgehend abgebaut wird.

Dieser Sachverhalt wurde durch die Messungen bestätigt. Während die Kraftmeßdosen sowie die Dehnmeßstreifen im unbelasteten Feld selbst bei maximaler Versuchslast keine Spannungszunahme anzeigten, wurde im belasteten Feld eine Spannungszunahme von 20 N/mm<sup>2</sup> gemessen. Dieser Wert entspricht bezogen auf die Ausgangsvorspannung einer Spannungszunahme von 2,6 %.

Aus den Meßergebnissen kann gefolgert werden, daß selbst im erhöhten Gebrauchslastbereich eine so geringe Spannkrafterhöhung auftritt, daß sie sicherheitshalber bei entsprechenden Nachweisen im Gebrauchszustand nicht berücksichtigt werden sollte.

### 6.5 Betonverformungen

Um eine Übersicht über die Schnittkraftverteilung der Flachdecke zu erlangen, werden auf der Ober- und Unterseite der Platte Meßelemente zur Bestimmung der Betonranddehnungen bzw. Stauchungen angebracht. Die Betonstauchungen wurden auf der Oberseite der Flachdecke an den im Bild 14 gekennzeichneten Stellen mittels Dehnmeßstreifen gemessen.

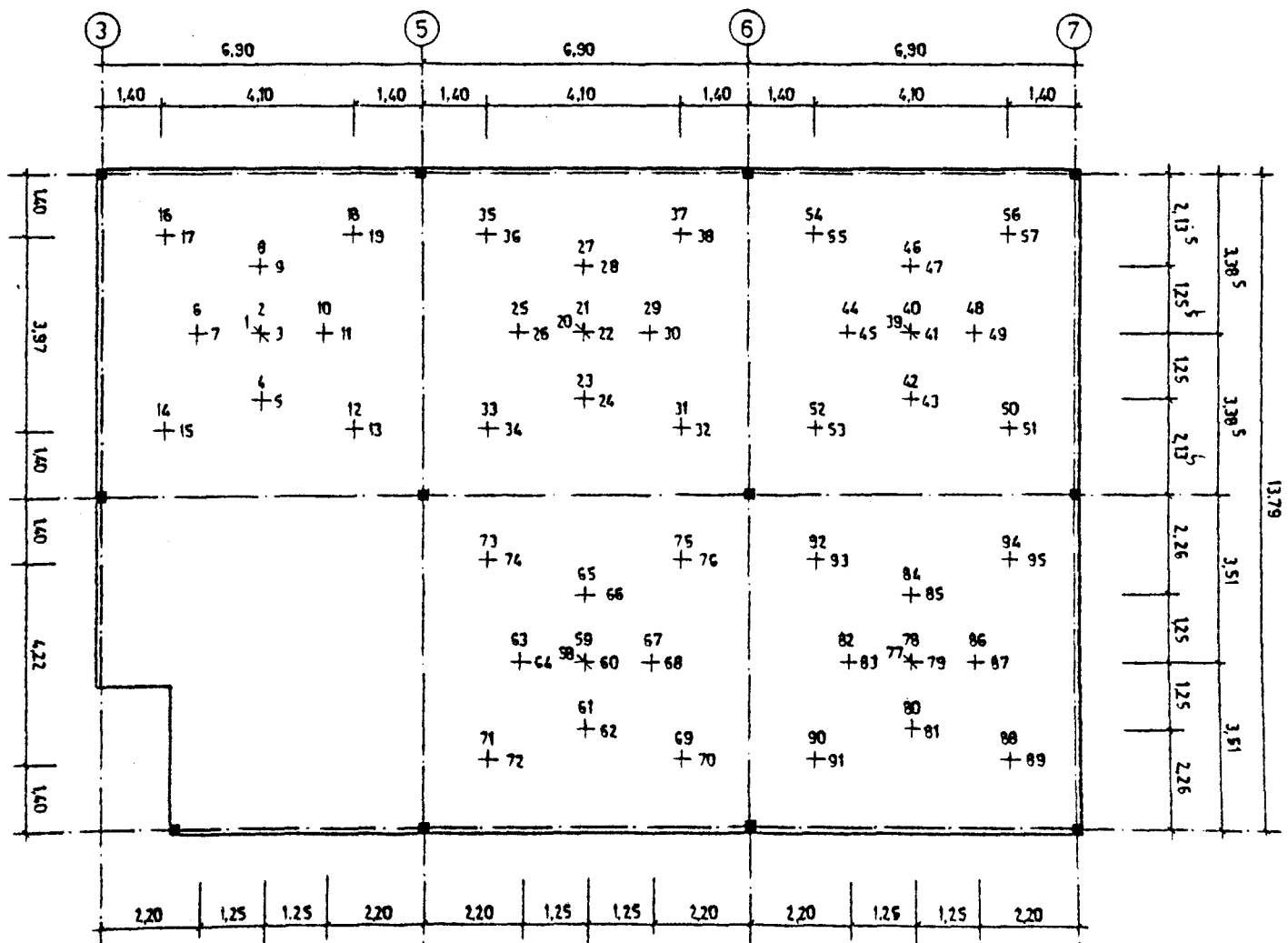
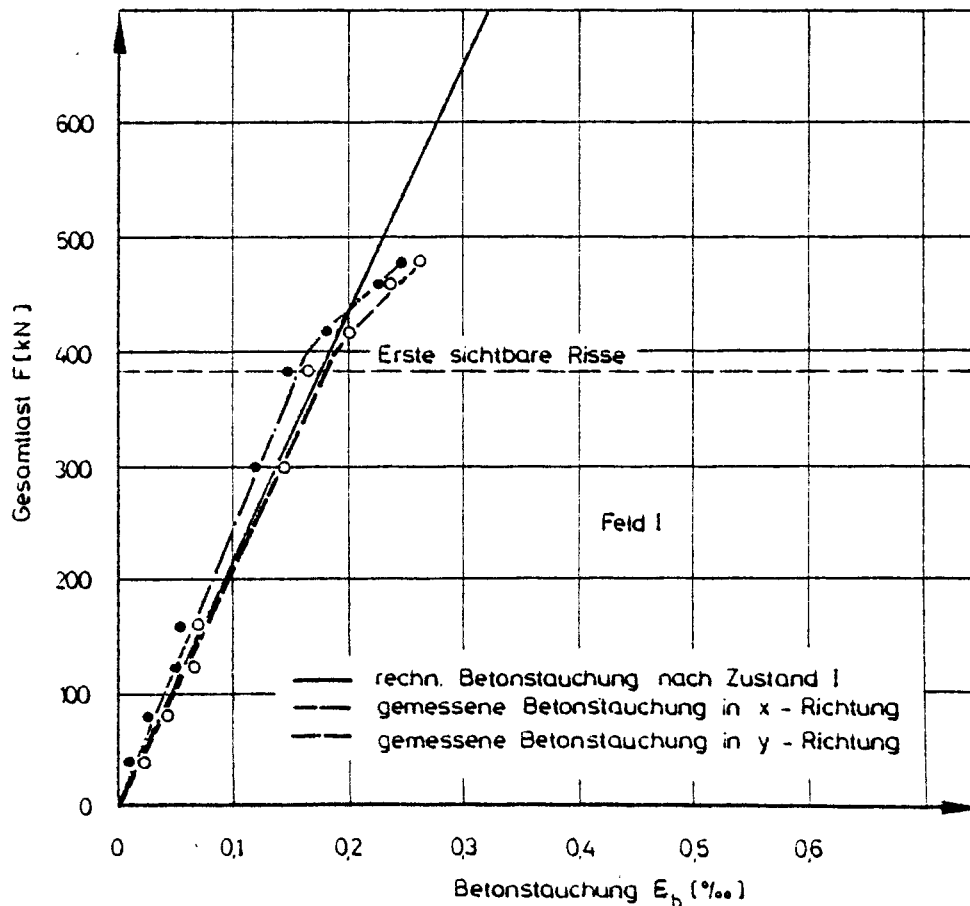


Bild 14: Dehnmeßstreifen auf der Plattenoberseite

Die Betondehnungen an der Unterseite wurden mit einem Setzdehnungsmesser bestimmt. Im ungerissenen Zustand stimmen diese Meßwerte betragsmäßig weitgehend mit den an der Oberseite gemessenen Betonrandstauchungen überein. Da im gerissenen Zustand sehr oft Risse durch die Meßstrecken verlaufen und die Meßwerte stark beeinflussen, wird nachfolgend auf eine Auswertung dieser Ergebnisse verzichtet.

Bis zur Erstrißbildung sind die unter der Versuchslast gemessenen Betonstauchungen annähernd gleich den nach Zustand I berechneten Werten (Bild 15 - Bild 19). Nach Auftreten der ersten sichtbaren Risse steigen die gemessenen stärker als die errechneten Stauchungen an. Dies bedeutet, daß im gerissenen Zustand eine gewisse Umlagerung der Schnittkräfte erfolgt. Diese Schnittkraftumlagerung ist jedoch wie Untersuchungen von Wegener, Harbord und Duddeck /26/ zeigen, im Feldbereich nicht so bedeutend.



**Bild 15:** Betonstauchungen an der Plattenoberseite in Feldmitte Feld I



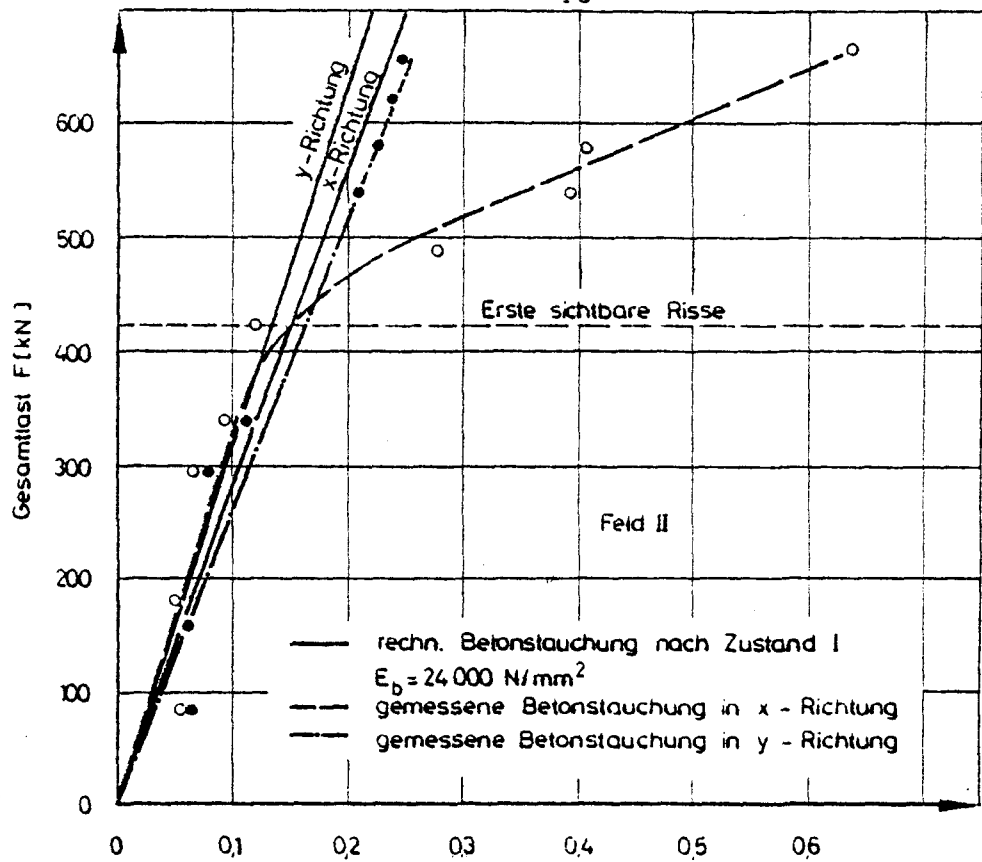


Bild 16: Betonstauchungen in Feldmitte an der Plattenoberseite in Feld II

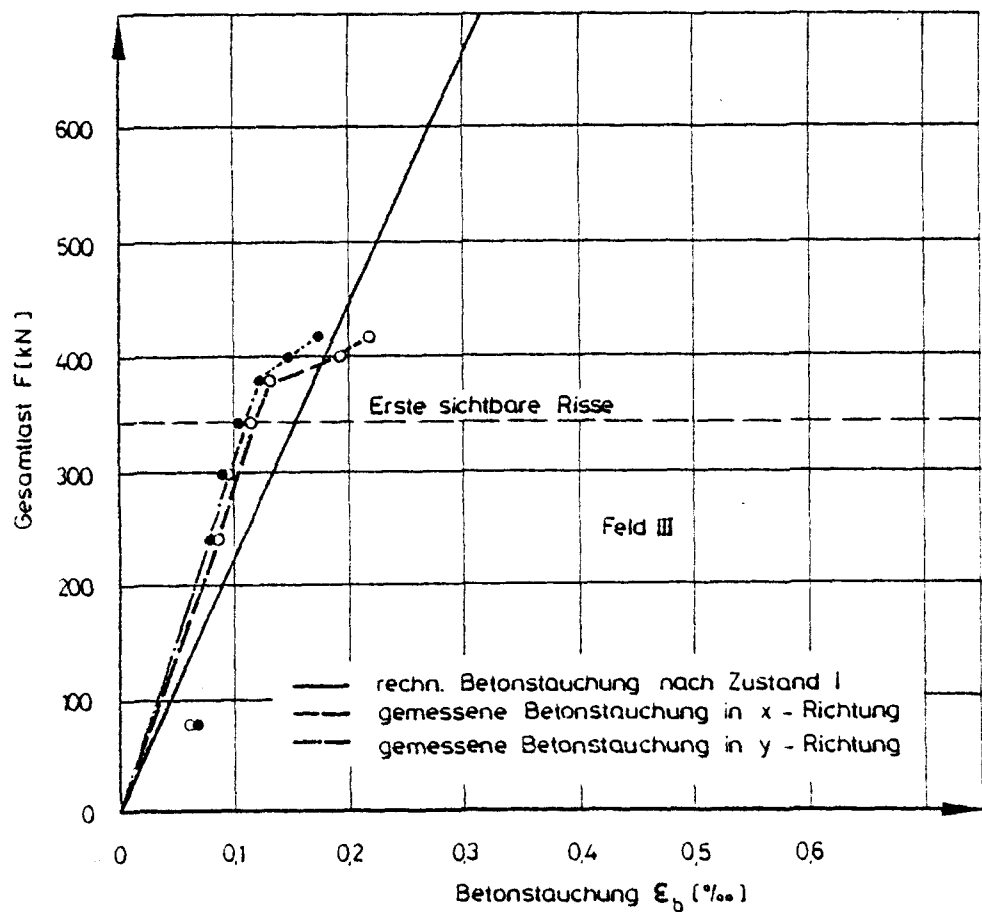


Bild 17: Betonstauchungen in Feldmitte an der Plattenoberseite in Feld III

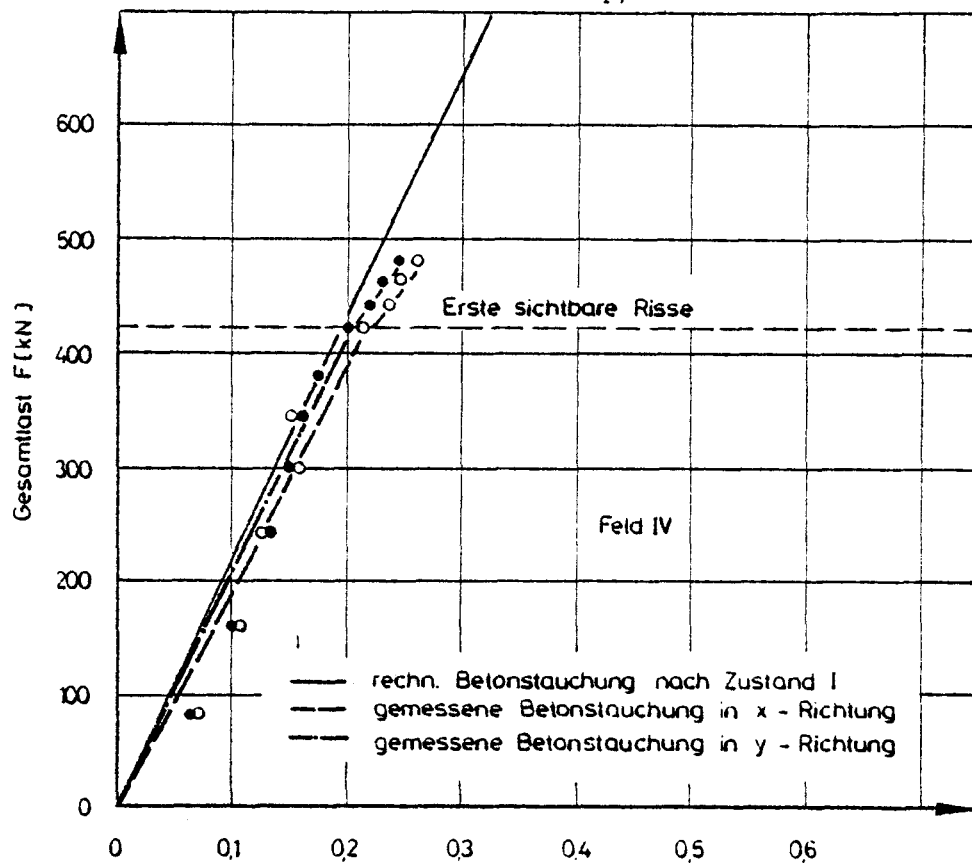


Bild 18: Betonstauchungen in Feldmitte an der Plattenoberseite in Feld IV

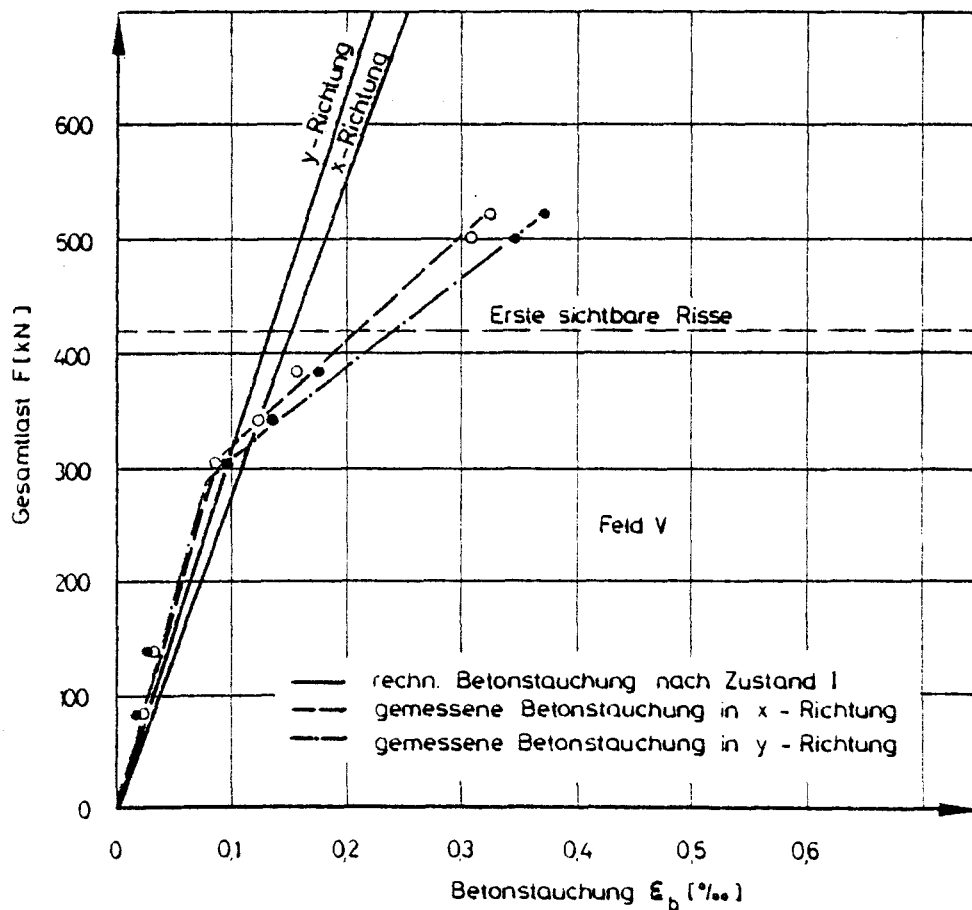


Bild 19: Betonstauchungen in Feldmitte an der Plattenoberseite in Feld V

Einen wesentlich stärkeren Einfluß auf die gemessenen Betonstauchungen im Zustand II üben Querschnittsrotationen im Rißbereich aus. Wie die Bilder 15 - 19 zeigen, ist der Unterschied zwischen den errechneten und gemessenen Stauchungen in den Feldern ohne schlaffe Bewehrung wesentlich stärker als in den Feldern mit Betonstahlbewehrung. Dieses unterschiedliche Verhalten läßt sich dadurch erklären, daß sich in den Feldern ohne schlaffe Bewehrung nur wenige Risse bilden, wobei die Querschnittsrotation und damit die Betonstauchungen im Rißbereich sehr stark zunehmen. Die Betonstahlbewehrung kann mit ihrer guten Verbundwirkung eine bessere Rißverteilung gewährleisten und somit ein frühzeitiges örtliches Versagen der Druckzone infolge einer starken Querschnittsrotation ausschließen.

#### 6.6 Rißverhalten

Im Zustand II wurden die Risse nach jeder Laststufe aufgesucht und die Rißbreite an vorher festgelegten Punkten bzw. Linien der Plattenunterseite bestimmt. Zur Rißbreitenmessung wurde eine mit einem Makroobjektiv versehene Kamera mit angeschlossenem Monitor verwendet (Rißweitenmeßkamera). An der Kamera ist ein Plexiglastubus befestigt, der beim Messen gegen die Betonoberfläche gehalten wird und für den notwendigen Abstand zwischn Betonoberfläche und Objektiv sorgt.

Mit Hilfe von kleinen kreisförmigen Aufklebern, die fortlaufend numeriert sind, legt man die Punkte fest, an denen die Rißbreiten gemessen werden.

Auf dem Monitor erscheint der kreisförmig begrenzte Abschnitt der gerissenen Betonoberfläche, etwa 60-fach vergrößert, mit der entsprechenden Meßstellenummer. Die Rißbreite wurde auf dem Monitor durch Anlegen eines Vergleichsmaßstabes bestimmt.

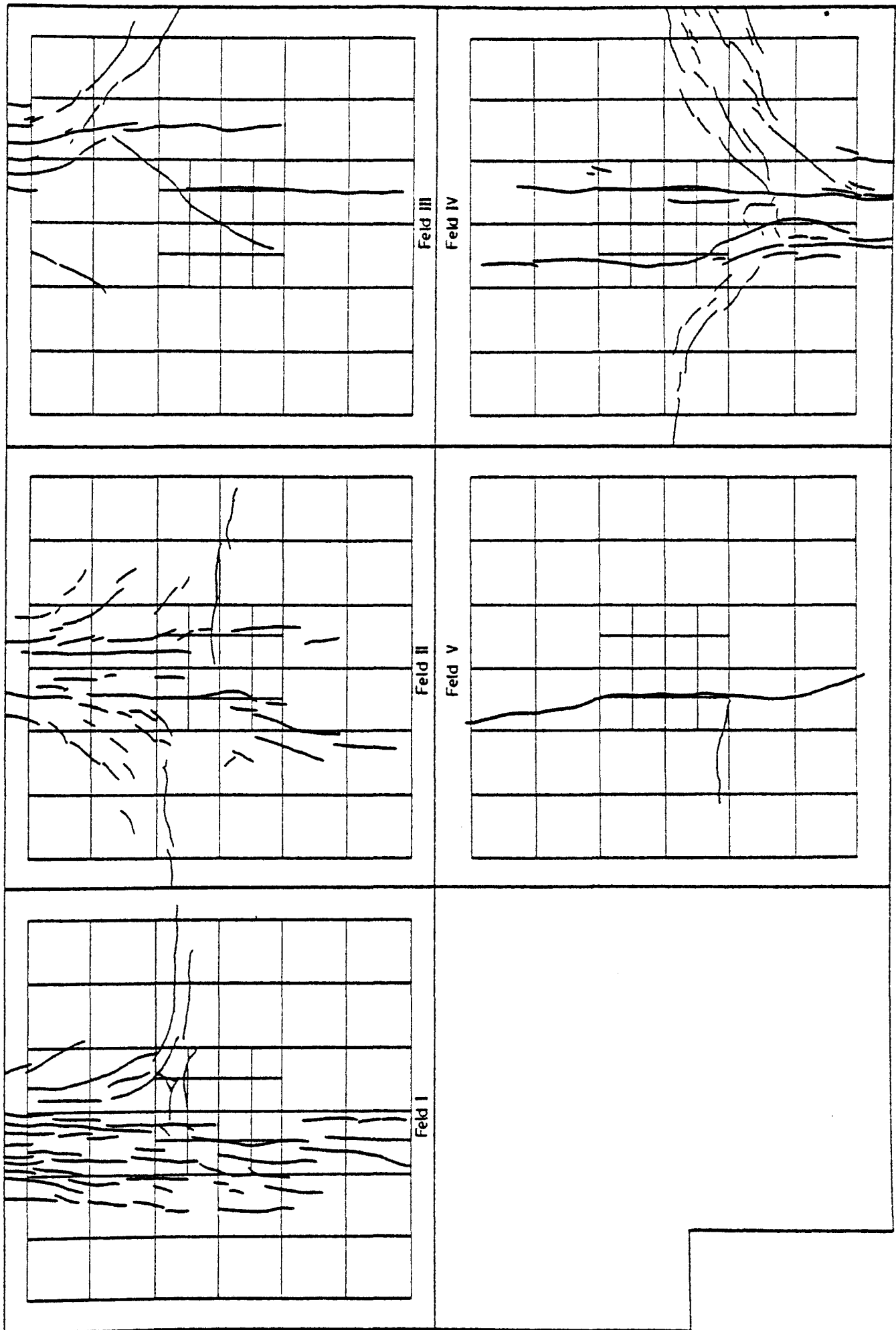


Bild 20: Rißbilder Feld I - V

Nach Beendigung eines Belastungsvorganges wurde der Verlauf der Risse sowie die Stellen, an denen die Rißbreiten bestimmt wurden, in einen Rißplan übertragen.

Die entsprechende Entwicklung des Rißbildes eines jeden Belastungsfeldes in Abhängigkeit vom Belastungsgrad kann dem Anhang entnommen werden. Das sich unter max Versuchslast entwickelte Rißbild aller Felder ist in Bild 20 dargestellt.

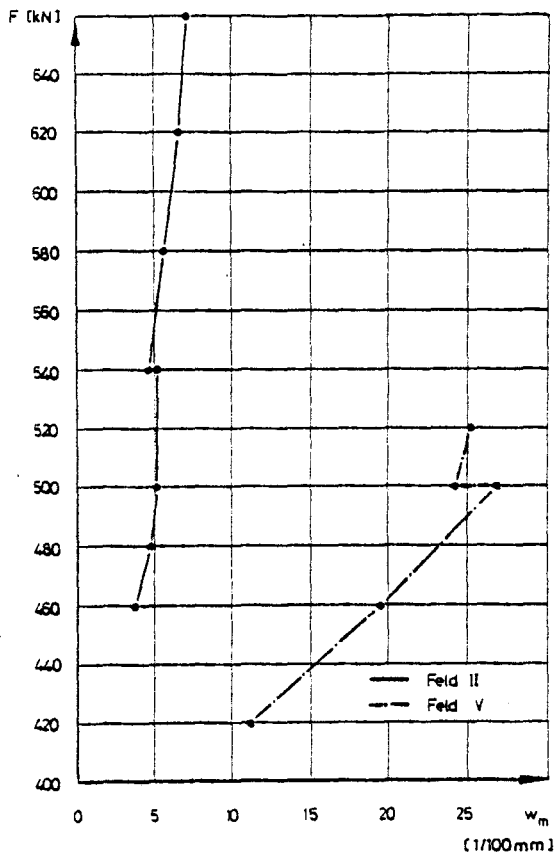
Die Größe der Rißlasten sind - wie auch theoretische Untersuchungen zeigen - weitgehend unabhängig vom Betonstahlbewehrungsgehalt sondern werden hauptsächlich von der örtlichen Zugfestigkeit beeinflusst. Die ersten sichtbaren Risse wurden je nach Lage des Feldes (Eckfeld oder Innenfeld) zwischen 340 kN und 420 kN beobachtet. Bei dem Rißverhalten im Zustand II ergibt sich wie erwartet ein starker Einfluß des Betonstahlbewehrungsgrades.

Wie Bild 20 zeigt hängt die Anzahl der Risse bzw. die Rißverteilung neben der Lage des Feldes sehr stark von der Größe der eingelegten Betonstahlbewehrung ab.

Am auffälligsten ist diese Entwicklung bei den Innenfeldern II und V. Während bei dem ohne schlaffe Bewehrung versehenen Feld V sich hauptsächlich nur ein über die gesamte Feldbreite erstreckender Riß ausbildete, zeigte sich bei dem vergleichbaren Feld II eine gute Rißverteilung.

Entsprechend verlief auch die Entwicklung der Rißbreiten die in den Bildern 21 und 22 dargestellt ist. Bei den mit Betonstahlbewehrung versehenen Feldern nimmt die mittlere als auch die maximale Rißbreite in Abhängigkeit vom Belastungsgrad wesentlich langsamer zu als bei nicht schlaff bewehrten Deckenfeldern.

Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von dem Betonstahlbewehrungsgrad und der Belastung in den Mittelfeldern



max. Rißbreite in Abhängigkeit von dem Betonstahlbewehrungsgrad und der Belastung in den Mittelfeldern

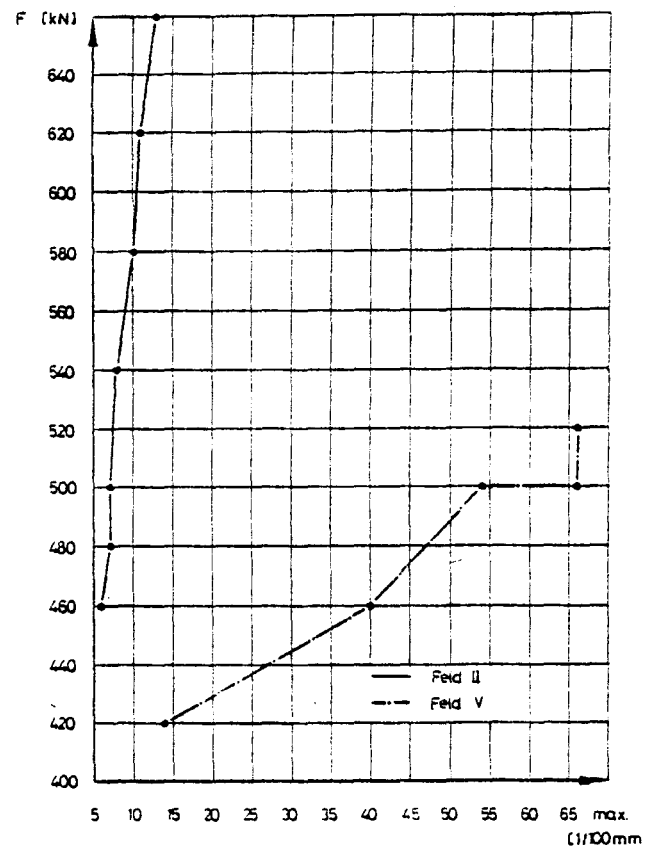
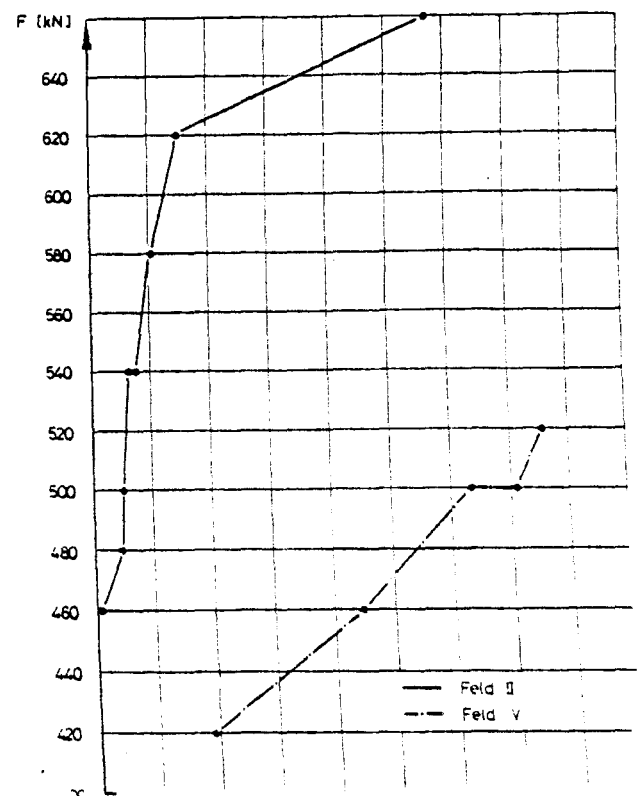
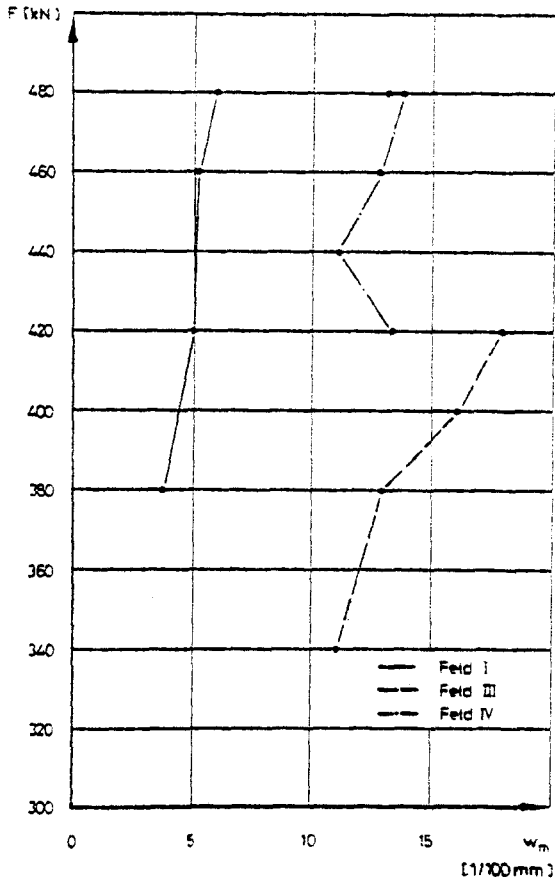


Bild 21 : Mittlere Rißbreite, max. Rißbreite, Summe der Rißbreiten in den Feldern II und V

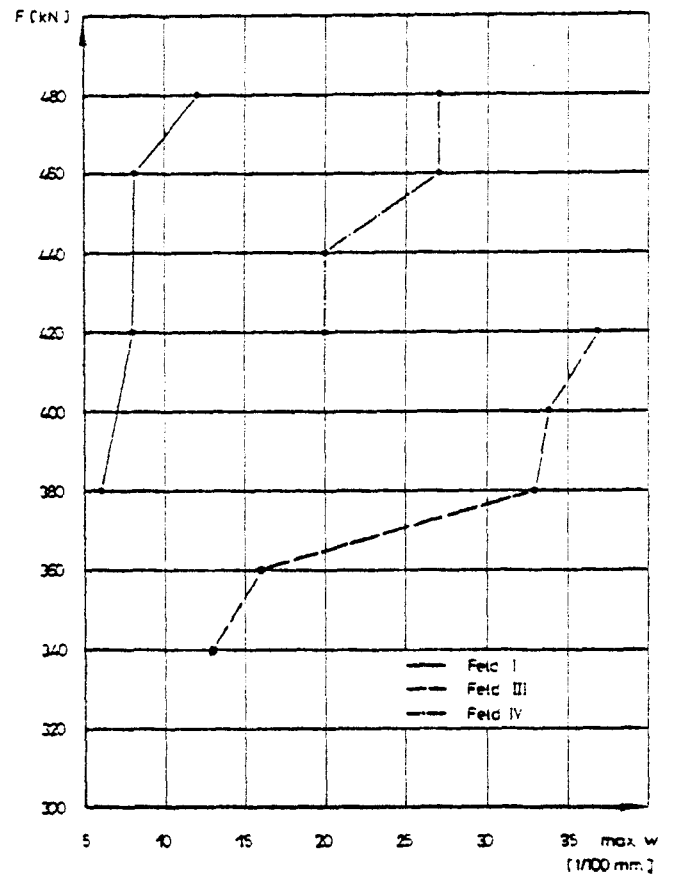
Summe der Rißbreiten in Abhängigkeit von dem Betonstahlbewehrungsgrad und der Belastung in den Mittelfeldern



Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von dem Betonstahlbewehrungsgrad und der Belastung in den Eckfeldern

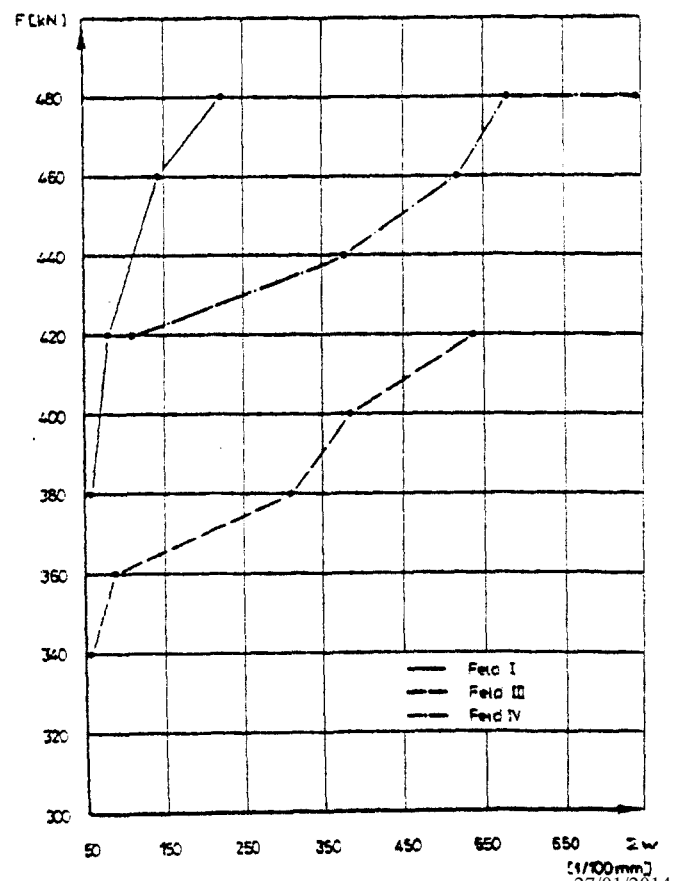


max. Rißbreite in Abhängigkeit von dem Betonstahlbewehrungsgrad und der Belastung in den Eckfeldern



**Bild 22 :** Mittlere Rißbreite, max. Rißbreite, Summe der Rißbreiten in den Feldern I, III und IV

Summe der Rißbreiten in Abhängigkeit von dem Betonstahlbewehrungsgrad und der Belastung in den Eckfeldern



So beträgt z. B. im Eckfeld I mit  $\mu_s = 0,05 \%$  die maximale Rißbreite  $W_{\max} 0,12 \text{ mm}$  ( $F = 480 \text{ kN}$ ), im vergleichbaren Eckfeld IV mit  $\mu_s = 0,03 \%$   $0,27 \text{ mm}$  ( $F = 480 \text{ kN}$ ) und im Eckfeld III ohne Betonstahlbewehrung  $0,37 \text{ mm}$  ( $F = 420 \text{ kN}$ )..

Aus den Versuchsergebnissen ergibt sich, daß selbst bei geringen Bewehrungsgraden durch eine Betonstahlbewehrung eine gute Rißverteilung und entsprechende Verminderung der maximalen bzw. mittleren Rißbreite erreicht werden kann.

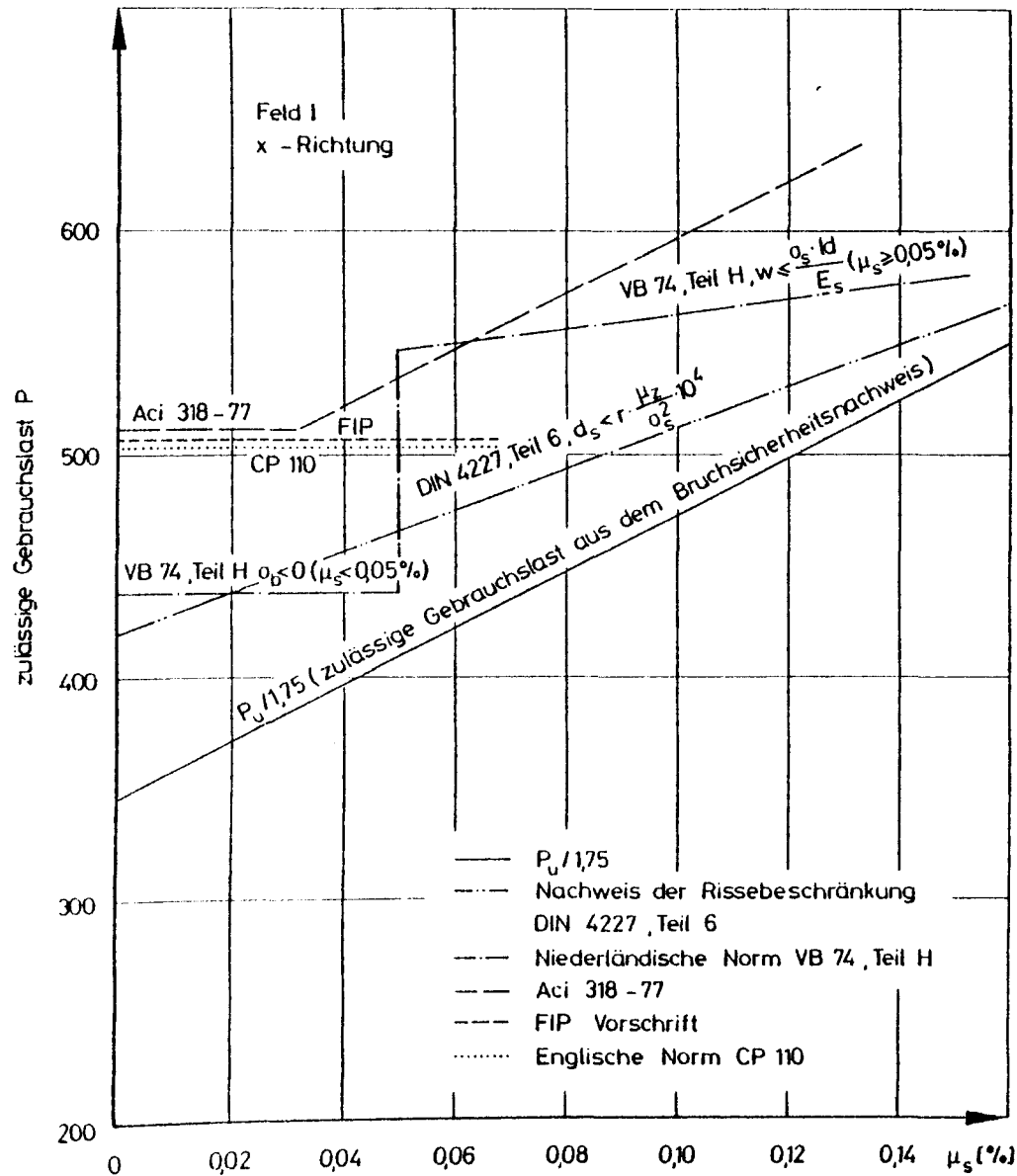
## 7 Überprüfung der Gebrauchsfähigkeitsnachweise

Nachfolgend werden die in Abschnitt 2 vorgestellten Nachweise zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit anhand der Untersuchungsergebnisse überprüft und beurteilt.

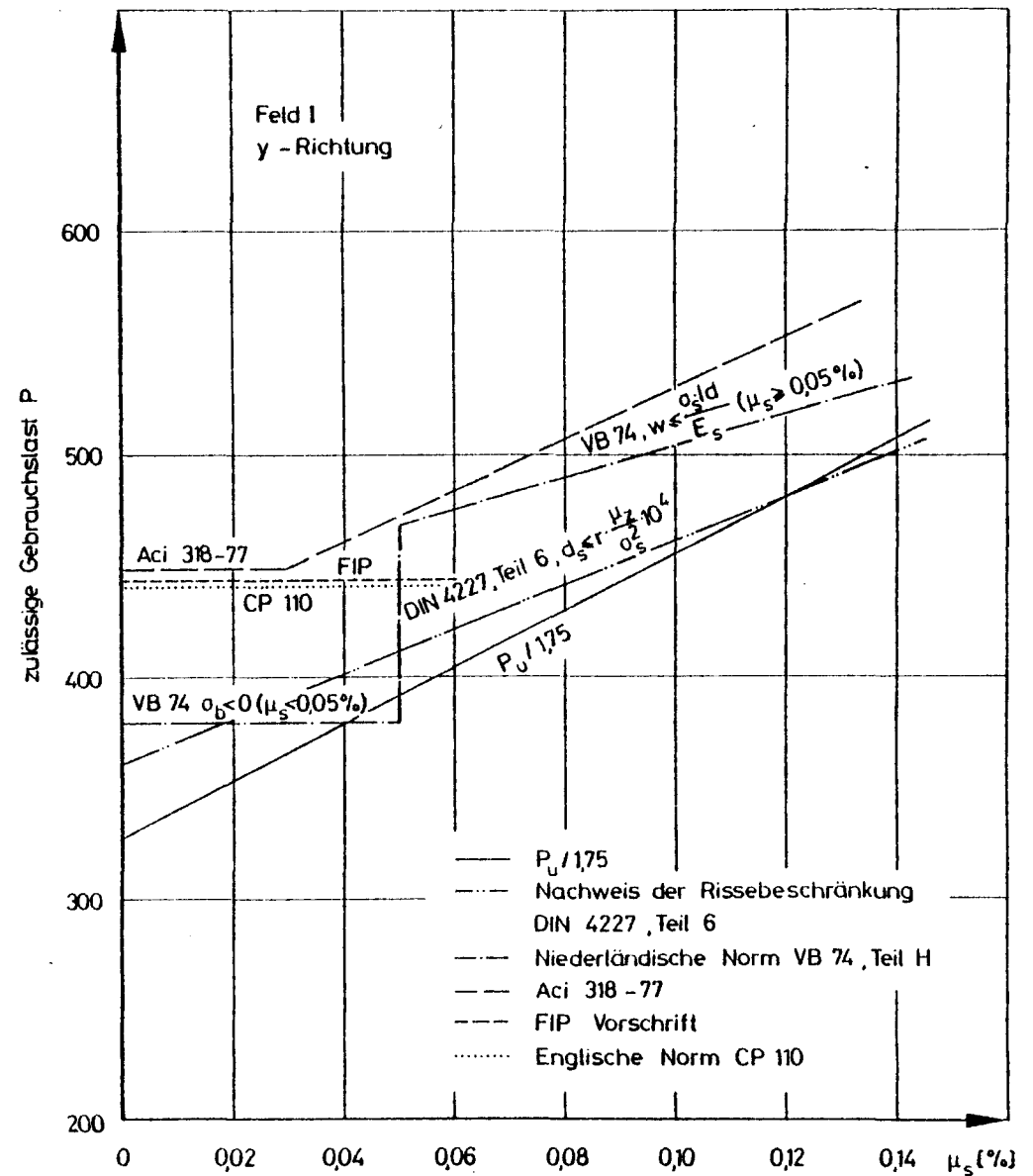
Um die Unterschiede der verschiedenen Gebrauchsfähigkeitsnachweise darzustellen, sind in den Bildern 23 - 26 die zulässigen Gebrauchslasten für Versuchseck und ein -randfeld unter Zugrundelegung der gewählten Vorspannung in Abhängigkeit von der Betonstahlbewehrung aufgetragen.

In der englischen Norm CP 110, der FIP-Vorschrift und der amerikanischen Norm ACI 318-77 werden die nach Zustand I berechneten Betonrand-Zugspannungen unter Gebrauchslast bei nicht schlaff bewehrten Flachdecken auf Werte zwischen  $0,15\sqrt{f_{PN}}$  und  $0,17\sqrt{f_{PN}}$  begrenzt. Bei vorhandener Betonstahlbewehrung erhöhen sich die zulässigen Zugspannungen auf den dreifachen Wert. Die englische Norm CP 110 und die FIP-Vorschrift enthalten keine Aussage über die Menge der einzulegenden Bewehrung bei Ausnutzung der zulässigen höheren Betonrandzugspannungen. Nach ACI 318-77 ist dagegen soviel Betonstahlbewehrung einzulegen, daß sie in der Lage ist, die nach Zustand I berechneten Zugkräfte für die im Gebrauchszustand ungünstigste Lastfallkombination aufzunehmen.

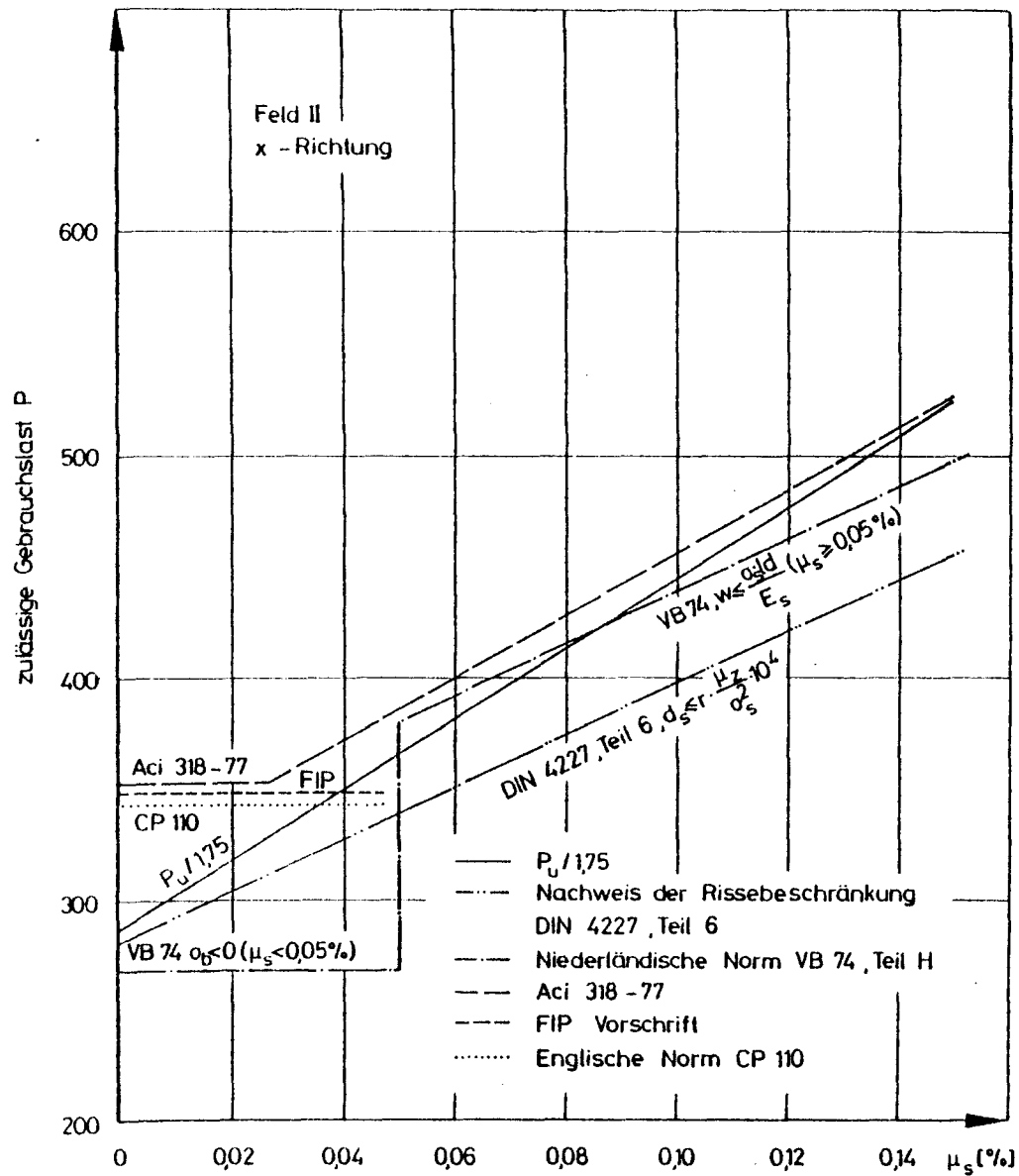




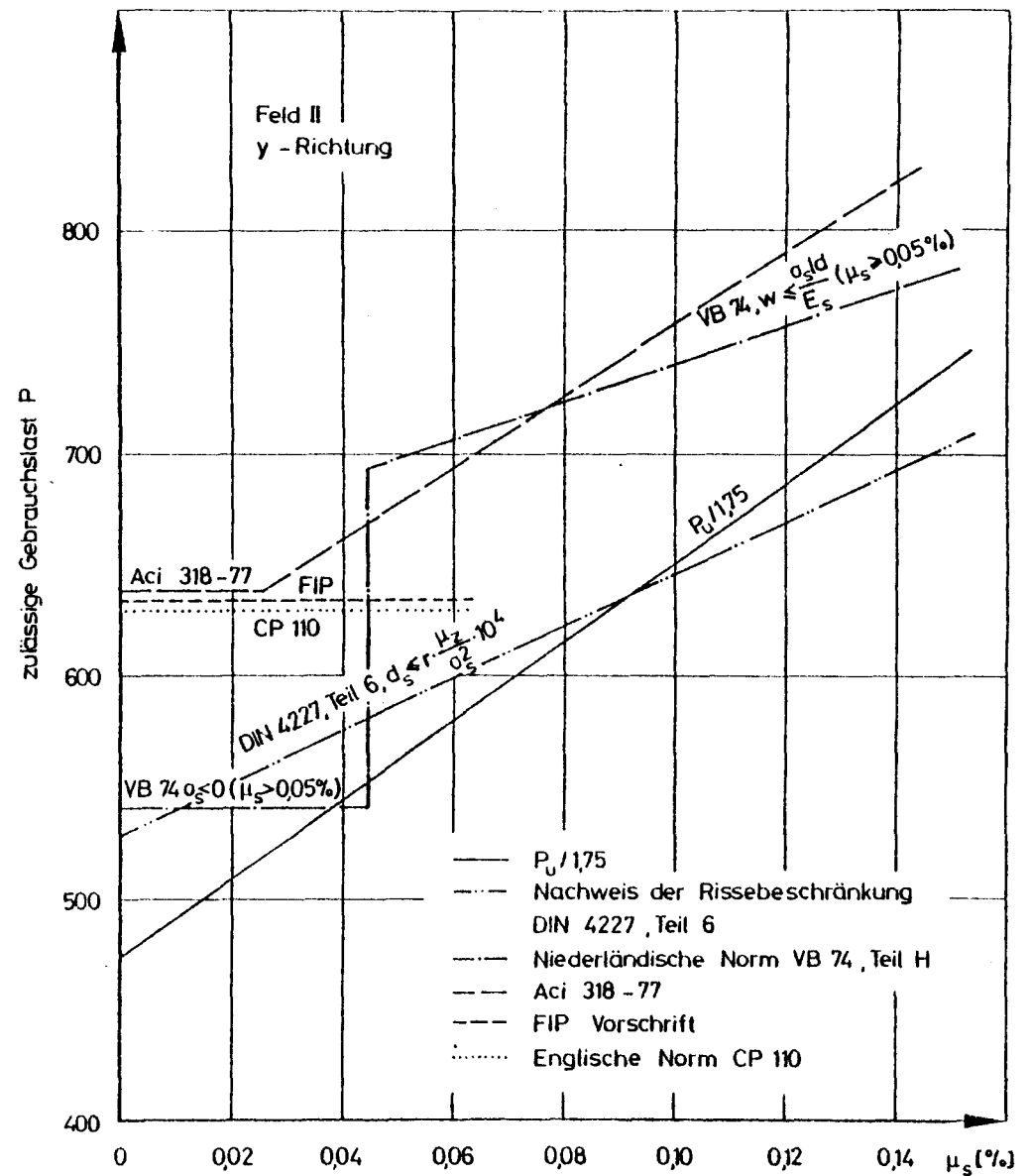
**Bild 23 :** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Feld I in x-Richtung



**Bild 24 :** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Feld I in y-Richtung



**Bild 25:** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Feld II in x-Richtung



**Bild 26:** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Feld II in y-Richtung

Die niederländische Norm VB 74 Teil H enthält bezüglich des Gebrauchsfähigkeitsnachweises zwei Nachweisverfahren. Für Flachdecken ohne Betonstahlbewehrung bzw. einer Betonstahlbewehrung von  $\mu_s \leq 0,05 \%$  werden die Zugspannungen auf Werte zwischen  $\sigma_b = 0$  und  $\sigma_b = 3,5 \text{ N/mm}^2$  begrenzt. Die Höhe der zulässigen Zugspannungen richtet sich nach den zu erwartenden Umweltbedingungen und der Betongüte. In stark Korrosionsfördernder Umwelt sind keine Betonzugspannungen zugelassen. Für Flachdecken mit  $\mu_s > 0,05 \%$  ist nachzuweisen, daß die mit Hilfe einer empirischen Rißformel berechneten Rißweiten festgelegte Grenzwerte, abhängig von der gewählten Betonüberdeckung und den zu erwartenden Umweltbedingungen, nicht überschreiten. Als Parameter gehen die Betonstahlspannungen unter Gebrauchslast und der Durchmesser der Bewehrung in die Rißformel ein. Mit steigendem Bewehrungsgrad und kleinerem Stabdurchmesser nimmt die zulässige Gebrauchslast zu.

Wie die Bilder 23 - 26 zeigen, ist der Übergang zwischen den beiden Nachweisverfahren nicht kontinuierlich, sondern bei einem Bewehrungsgrad von  $\mu_s = 0,05 \%$  steigt die zulässige Gebrauchslast sprunghaft an.

In der Schweizer Norm SIA 162 sind für den Gebrauchszustand keine speziellen Nachweise durchzuführen. Die Gebrauchsfähigkeit wird allein durch eine einzulegende Betonstahl-Mindestbewehrung gewährleistet. Der Mindestbewehrungsgehalt variiert zwischen  $\mu_s = 0,05 \%$  und  $\mu_s = 0,15 - 0,5 \cdot \mu_z$ , wobei mit  $\mu_z$  der Bewehrungsgehalt der Spannbewehrung miteingeht. Die im Gebrauchszustand zulässigen Lasten ergeben sich somit als  $1/\gamma$ -fache Lasten aus dem Bruchsicherheitsnachweis und nehmen mit steigendem Betonstahlbewehrungsgehalt zu.

Nach DIN 4227 Teil 6 erfolgt der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit bei vorhandener Betonstahlbewehrung mit Hilfe einer empirischen Rißformel, in die als Parameter die Verbundei-genschaft des Betonstahls in Abhängigkeit von den Umwelt-

		rechnerische Bruchlast $P_B$ in kN nach DIN 4227, Teil 6	Gebrauchs- last $P$ in kN $P = P_B / 1,75$ /zugeh. gem. Rißbreite	maximale Versuchslast in kN / zugehörige gemessene Rißbreite in 1/100m	zulässige Gebrauchslast in kN / zugehörige gemessene Rißbreite in 1/100 mm				
					DIN 4227, Teil 6	AcI 318-77	FIP	CP 110	VB 74, Teil H
		1	2	3	4	5	6	7	8
Feld I	x	724	414/7	480 / 12	470 <sup>a</sup> / 10	536 / > 12	510 / > 12	506 / > 12	548 / > 12
	Richtung y	691	395/0	480 / 8	415 <sup>a</sup> / 0	474 / 8	444 / 0	440 / 0	467 / 0
Feld II	x	594	340/0	660 / 13	321 <sup>a</sup> / 0	355 / 0	350 / 0	345 / 0	267 / 0
	Richtung y	920	526/0	660 / 10	562 <sup>a</sup> / 3	642 / 8	636 / 7	631 / 7	543 / 3
Feld III	x	611	349/12	420 / 36	420 <sup>a*</sup> / 36	514 / > 36	510 / > 36	506 / > 36	442 / > 36
	Richtung y	570	326/0	420 / 37	362 <sup>a*</sup> / 15	449 / > 37	444 / > 37	440 / > 37	379 / > 37
Feld IV	x	684	391/0	480 / 22	452 <sup>a</sup> / 19	514 / > 22	510 / > 22	504 / > 22	442 / > 15
	Richtung y	643	367/0	480 / 16	393 <sup>a</sup> / 0	449 / 12	444 / 12	440 / 11	379 / 0
Feld V	x	504	288/0	520 / 40	281 <sup>a*</sup> / 0	355 / 0	350 / 0	345 / 0	267 / 0
	Richtung y	832	475/0	520 / 11	531 <sup>a*</sup> / > 11	642 / > 11	636 / > 11	631 / > 11	543 / > 11

Bei allen Lasten wurde eine Belastungsfläche von  $16 \text{ m}^2$  zugrundegelegt

<sup>a</sup> nach DIN 4227 Teil 6, Abschnitt 10.2  $d_s < r \frac{M}{0,5} \cdot 10^{-4}$

<sup>a\*</sup> nach DIN 4227 Teil 6, Abschnitt 10.1  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{d}{3}$  für  $d < 0,4 \text{ m}$

Tabelle 8 : Rechnerische Bruchlast, max. Versuchslast und zulässige Gebrauchslast mit zugehöriger gemessener Rißbreite

bedingungen, der Betonstahlbewehrungsgehalt in der Zugzone, der Betonstahldurchmesser und die Stahlspannung unter einem erhöhten Gebrauchslastfall eingehen. Der Bewehrungsgrad und der Durchmesser der einzulegenden Betonstahlbewehrung müssen so gewählt werden, daß die Anforderungen dieser Rißformel erfüllt sind. Für Flachdecken ohne Betonstahlbewehrung ist nachzuweisen, daß die Lastausmitte  $e = M/N$  unter erhöhter Gebrauchslast den Wert  $d/3$  für Plattendicken kleiner als 40 cm bzw.  $d/6$  für Plattendicken  $d = 80$  cm nicht überschreitet. Wie die Bilder 23 - 26 zeigen, ergibt sich zwischen den beiden Nachweisbereichen mit und ohne schlaffer Bewehrung ein kontinuierlicher Übergang.

Zusätzlich zu den zulässigen Lasten aus den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen ist in den Bildern 23 - 26 die  $1/1,75$ -fache Bruchlast in Abhängigkeit vom Betonstahlbewehrungsgrad  $\mu_s$  angegeben.

Aus den Bildern 23 - 26 wird deutlich, daß in der Mehrzahl der Fälle die nach den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen berechneten zulässigen Gebrauchslasten oberhalb der sich aus dem Bruchsicherheitsnachweis ergebenden Gebrauchslasten liegen. Nur bei der niederländischen Norm VB 74 Teil H sowie DIN 4227 Teil 6 ist der Gebrauchsfähigkeitsnachweis für die Festlegung der zulässigen Gebrauchslast maßgebend.

Zusätzlich zu den Bildern 23 - 26 sind in Tabelle 8 die nach den einzelnen Normen zulässigen Lasten aus dem Gebrauchsfähigkeitsnachweis mit den zugehörigen im Versuch gemessenen maximalen Rißbreiten zusammengestellt. Daraus ergibt sich, daß nur für die nach den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen der DIN 4227 Teil 6 bestimmten zulässigen Gebrauchslasten die gemessenen Rißbreiten weniger als 0,4 mm betragen. Im Allgemeinen kann man davon ausgehen, daß abhängig von den Umweltbedingungen bei maximalen Rißbreiten zwischen 0,2 und 0,4 mm die Bewehrung noch ausreichend gegen Korrosion geschützt ist. Bei den übrigen Normen tre-

ten bei Ausnutzung der nach dem Gebrauchsfähigkeitsnachweis zulässigen Lasten erheblich größere Rißbreiten als die o. g. Grenzwerte auf. In der Tabelle 8 konnte nicht für alle zulässigen Gebrauchslasten eine gemessene Rißweite angegeben werden, da die maximale Versuchslast unterhalb der im Gebrauchsfähigkeitsnachweis ermittelten Lasten lag. In diesen Fällen liegt die entsprechende Rißbreite jedoch weit über dem zulässigen Wert.

Aus den Bildern 23 - 26 ergibt sich, daß für Felder mit keiner oder nur geringer Betonstahlbewehrung die Gebrauchslast nach den einschlägigen Vorschriften durch den Bruch sicherheitsnachweis bestimmt wird.

Obwohl die Versuchsergebnisse zeigen, daß das Rißverhalten solcher Flachdeckenfelder bedingt durch geringe Rißverteilung und einen schnellen Anstieg der maximalen Rißbreiten äußerst ungünstig ist, wird doch durch den verhältnismäßig geringen Bruchwiderstand die Gebrauchslast meistens unterhalb der Rißlast liegen. In den Fällen in denen die Gebrauchslast von gering schlaff bewehrten Deckenfeldern oberhalb oder im Bereich der Rißlast liegen erweisen sich die entsprechenden Nachweisverfahren der DIN 4227/6 als wirkungsvolles Hilfsmittel zur Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit.

Ähnliches gilt für Decken mit höheren Betonstahlbewehrungsgehalten. Hier ist mit dem daraus vergrößerten Tragfähigkeitszuwachs im Bruchzustand im Gebrauchszustand mit Rißbildung zu rechnen. Die dabei auftretenden Rißbreiten können, wie die Versuchsergebnisse in Tabelle 8 zeigen, durch den Gebrauchsfähigkeitsnachweis nach DIN 4227 Teil 6 wirksam begrenzt werden.

Die experimentelle Untersuchung einer Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund und der entsprechende Vergleich mit den einschlägigen Vorschriften zeigt, daß die Vornorm DIN 4227 Teil 6 durchaus in der Lage ist, die Gebrauchsfä-

higkeit ohne wesentliche Beeinträchtigung der Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise sicherzustellen. Die bei Antragstellung vorauszusehende Gefahr, daß bei Erstellung der DIN 4227 Teil 6 aufgrund mangelnder Kenntnisse über das Tragverhalten im Gebrauchszustand ein übervorsichtiges Nachweisverfahren formuliert wird, konnte durch die parallel zur Erarbeitung der Norm durchgeführten experimentellen Untersuchungen an den Univeritäten Essen, Aachen und Braunschweig gemindert bzw. beseitigt werden.

Die nun entstandene neue Vornorm ermöglicht durchaus hilfreich eine Anwendung der in vielen Fällen sehr wirtschaftlichen Bauweise.

## 8 Zusammenfassung

Zur Klärung der Frage nach der erforderlichen Mindestbewehrung und den zu führenden Gebrauchsfähigkeitsnachweisen zur Beschränkung der Rißbreite, wurden die wichtigsten Normen hinsichtlich der Sicherung im Gebrauchslastbereich zusammengestellt und ihre Gültigkeitsgrenzen durch Versuche an einer sechsfeldrigen Flachdecke unter erhöhter Gebrauchslast überprüft.

Aus den Versuchsergebnissen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1. Für Flachdecken mit keinem bzw. geringem Betonstahlbewehrungsgehalt ergibt sich die für den Gebrauchszustand zulässige Belastung aus dem Bruch sicherheitsnachweis, da der Spannungszuwachs der Spannglieder im Bruchzustand gering ist. Die Flachdecke wird unter Gebrauchslast in der Regel im ungerissenen Zustand I verbleiben.
2. Bei Flachdecken mit stärkerer Betonstahlbewehrung ist bedingt durch eine Vergrößerung der Bruchtragfähigkeit mit Rißbildungen im Gebrauchslastbereich zu rechnen.

3. Die Gebrauchsfähigkeitsnachweise nach ACI 319 - 77, CP 110, FIP und VB 74 Teil H erscheinen nicht geeignet, die im Gebrauchslastbereich auftretenden Risse wirksam zu begrenzen. Die unter den zulässigen Belastungen nach dem Gebrauchsfähigkeitsnachweis gemessenen Rißbreiten liegen oberhalb der für den Gebrauchszustand zulässigen max. Rißbreiten von 0,4 mm.
4. Durch den Nachweis der Rissebeschränkung nach DIN 4227 Teil 6 können die im Gebrauchszustand auftretenden Risse wirksam auf die je nach Umweltbedingungen erforderlichen einzuhaltenden max. Rißbreiten von 0,2 - 0,4 mm begrenzt werden.



9 LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ SCORDELIS,A.C. ; PISTER,K.S. ; LIN,T.Y.  
STRENGTH OF A CONCRETE SLAB PRESTRESSED IN TWO DIRECTIONS  
JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, SEPTEMBER 1956
- /2/ SCORDELIS,A.C. ; LIN,T.Y. ; ITAYA,R.  
BEHAVIOUR OF A CONTINUOUS SLAB PRESTRESSED IN TWO DIRECTIONS  
ACI JOURNAL, DEZEMBER 1959
- /3/ GAMBLE,W.L.  
AN EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE STRENGTH AND  
BEHAVIOUR OF A PRESTRESSED CONCRETE FLAT PLATE  
REPORT T 8.0-9, DIVISION OF BUILDING RESEARCH, C.S.I.R.O.,  
MELBOURNE, AUSTRALIEN, 1964
- /4/ BROTHIE,J.F. ; BERESFORD,F.D.  
EXPERIMENTAL STUDY OF A PRESTRESSED CONCRETE FLAT PLATE  
STRUCTURE  
CIVIL ENGINEERING TRANSACTIONS, INSTITUTION OF ENGINEERS,  
SYDNEY, OKTOBER 1967
- /5/ FRANK,L.  
STRENGTH AND BEHAVIOUR OF A NINE BAY CONTINUOUS  
SLAB PRESTRESSED IN TWO DIRECTIONS  
UNIVERSITY OF CANTERBURY, CHRIST CHURCH, NEW ZEALAND,  
MAERZ 1966

- /6/ BURNS, N.H. ; HEMAKOM, R.  
STRENGTH AND BEHAVIOUR OF POST-TENSIONED FLAT PLATES  
WITH UNBONDED TENDONS  
PRELIMINARY REPORT, UNIVERSITY OF TEXAS, AUSTIN, MAI 1974
- /7/ HEMAKOM, R.  
STRENGTH AND BEHAVIOR OF POST-TENSIONED FLAT PLATES WITH  
UNBONDEND TENDONS  
DISSERTATION, UNIVERSITAET TEXAS, AUSTIN 1975
- /8/ RITZ, P. ; MARTI, P. ; THUERLIMANN, B.  
VERSUCHE UEBER DAS BIEGEVERHALTEN VON VORGESPANNTEN  
PLATTEN OHNE VERBUND  
INSTITUT FUER BAUSTATIK UND KONSTRUKTION; ETH ZUERICH  
BERICHT NR 7305-1, JUNI 1975
- /9/ MARTI, P. ; RITZ, P. ; THUERLIMANN, B.  
PRESTRESSED CONCRETE FLAT SLABS  
INSTITUT FUER BAUSTATIK, ETH ZUERICH, BERICHT NR.68, FEBR.1977
- /10/ RITZ, P.  
BIEGEVERHALTEN VON PLATTEN MIT VORSPANNUNG OHNE VERBUND  
DISSERTATION NR.6137 (ETH ZUERICH)
- /11/ BURNS, N.H. ; CHARNEY, F.A. ; VINES, W.R.  
TEST OF ONE-WAY POST-TENSIONED SLABS WITH UNBONDED TENDONS  
PCI-JOURNAL SEPT./OKT.1978, S.66-83

- /12/ IVANYI,G. ; BUSCHMEYER,W.  
BIEGEVERSUCHE AN PLATTENSTREIFEN MIT ZENTRISCHER  
VORSPANNUNG OHNE VERBUND  
FORSCHUNGSBERICHTE AUS DEM FACHBEREICH BAUWESEN,  
HEFT 16
- /13/ IVANYI,G. ; BUSCHMEYER,W.  
BIEGERISSBILDUNG BEI PLATTENTRAGWERKEN MIT VORSPANNUNG  
OHNE VERBUND  
BETON- UND STAHLBETONBAU 9/81  
S.215-220
- /14/ COOKE,N. ; PARK,R. ; YONG,P.  
FLEXURAL STRENGTH OF PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS  
WITH UNBONDED TENDONS  
PCI JOURNAL 12/81
- /15/ ACI  
BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE  
(ACI 318-77)  
ACI, MICHIGAN, 1977
- /16/ FREYERMUTH,C.  
TENTATIVE RECOMMENDATIONS FOR PRESTRESSED CONCRETE  
FLAT PLATES  
ACI JOURNAL 2/74
- /17/ CODE OF PRACTICE FOR THE STRUCTURAL USE OF CONCRETE  
BRITISH STANDARDS INSTITUTION, LONDON 1972

- /18/ THE CONCRETE SOCIETY  
FLAT SLABS IN POST-TENSIONED CONCRETE WITH PARTICULAR  
REGARD TO USE OF UNBONDED TENDONS - DESIGN RECOMMENDATIONS  
TECHNICAL REPORT NO.17, THE CONCRETE SOCIETY, LONDON 1979
- /19/ LIN, T.Y.  
LOAD BALANCING METHOD FOR DESIGN AND ANALYSIS OF  
OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES  
ACI JOURNAL , JUNI 1963
- /20/ REGULATIONS FOR CONCRETE, VB 1974, PART H-PRESTRESSED  
CONCRETE USING UNBONDED TENDONS. ADDITIONAL REQUIREMENTS  
NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT, RIJSWIJK(ZH), 1981
- /21/ COPIER, V.J.  
PLATEN MET VZA, TOENAME VAN DE VOORSPANKRACHT IN HET  
BEZWIJKSTADIUM  
CEMENT, 1979, NR.4, S.173-181
- /22/ SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN VEREIN (SIA) :  
NORM FÜR DIE BERECHNUNG, KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG  
VON BAUWERKEN AUS BETON, STAHLBETON UND SPANNBETON,  
NORM 162, ZÜRICH, 1968.
- /23/ RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN OF FLAT SLABS IN  
POST-TENSIONED CONCRETE (USING UNBONDED AND  
BONDED TENDONS)  
FIP COMMISSION ON PRACTICAL CONSTRUCTION

- /24/ SIA 162 ; ARBEITSGRUPPE 5  
BRUCHVERHALTEN VON PLATTEN  
ENTWURF DER ARBEITSGRUPPE 5 DER KOMMISSION FÜR DIE  
REVISION DER NORM 162, 1979
- /25/ DIN 4227, TEIL 6: SPANNBETON, BAUTEILE MIT VORSPANNUNG  
OHNE VERBUND  
BEUTH-VERLAG, BERLIN UND KOELN, MAI 1982
- /26/ WEGNER, R. ; HARBORD, R. ; DUDDECK, H.  
FLACH- UND PILZDECKEN IM UNGERISSENEN UND IM GERISSENEN  
ZUSTAND  
DER BAUINGENIEUR 50 (1975)  
S.19-26

## A N H A N G

# Belastungsprotokoll Feld 1

Last- stufe	Tag	Uhrzeit	Tempera- tur °C	Gesamtlast F des Deckenfeldes in kN Belastungsfläche 4 x 4 = 16 m <sup>2</sup>	F/Fmax
1	17.11.	10.50	8°	0,0	0,00
2	17.11.	11.50	8°	40,0	0,08
3	17.11.	12.25	8°	80,0	0,17
4	17.11.	13.50	8°	120,0	0,25
5	17.11.	14.35	7°	160,0	0,33
6	18.11.	9.10	8°	0,0	0,00
7	"	11.00	8°	80,0	0,17
8	"	12.30	9°	160,0	0,33
9	"	14.00	9°	200,0	0,42
10	"	14.30	8°	240,0	0,50
11	"	15.00	7°	280,0	0,58
12	"	15.35	6°	320,0	0,67
13	"	16.00	6°	340,0	0,71
14	20.11.	8.15	8°	340,0	0,71
15	"	11.00	13°	160,0	0,33
16	"	13.45	14°	300,0	0,62
17	"	14.55	14°	340,0	0,71
18	"	15.40	13°	380,0	0,79
19	23.11.	8.15	12°	380,0	0,79
20	"	10.30	11°	420,0	0,88
21	"	12.00	11°	460,0	0,96
22	"	13.00	12°	480,0	1,00

# Belastungsprotokoll Feld II

Last- stufe	Tag	Uhrzeit	Tempera- tur °C	Gesamtlast F des Deckenfeldes in kN Belastungsfläche 4 x 4 = 16 m <sup>2</sup>	F/F <sub>max</sub>
1	24.11.	8.00	6°	0,0	0,00
2	24.11.	9.00	6°	30,0	0,05
3	24.11.	11.00	6°	30,0	0,05
4	24.11.	13.30	6°	80,0	0,12
5	24.11.	14.00	6°	160,0	0,24
6	24.11.	15.00	6°	240,0	0,36
7	24.11.	15.30	6°	300,0	0,45
8	25.11.	8.00	6°	300,0	0,45
9	25.11.	11.00	3°	340,0	0,52
10	25.11.	12.00	3°	380,0	0,58
11	25.11.	13.30	3°	420,0	0,64
12	25.11.	14.30	3°	460,0	0,70
13	25.11.	15.30	3°	480,0	0,73
14	26.11.	8.15	3°	480,0	0,73
15	26.11.	11.00	2°	400,0	0,61
16	26.11.	12.30	2°	500,0	0,76
17	26.11.	14.45	2°	540,0	0,82
18	27.11.	7.45	7°	540,0	0,82
19	27.11.	9.00	7°	580,0	0,88
20	27.11.	11.00	7°	620,0	0,94
21	27.11.	11.45	7°	660,0	1,00



# Belastungsprotokoll Feld III

Last- stufe	Tag	Uhrzeit	Tempera- tur °C	Gesamtlast F des Deckenfeldes in kN Belastungsfläche 4 x 4 = 16 m <sup>2</sup>	F/F <sub>max</sub>
1	30.11.	8.30	3°	0,0	0,00
2	30.11.	10.00	4°	30,0	0,07
3	30.11.	12.00	4°	80,0	0,19
4	30.11.	13.00	5°	160,0	0,38
5	30.11.	14.00	4°	240,0	0,57
6	30.11.	14.30	4°	300,0	0,71
7	30.11.	15.00	4°	340,0	0,81
8	1.12.	7.45	3°	340,0	0,81
9	1.12.	11.15	2°	360,0	0,86
10	1.12.	12.10	2°	380,0	0,90
11	1.12.	13.45	3°	400,0	0,95
12	1.12.	14.15	3°	420,0	1,00

# Belastungsprotokoll Feld IV

Last- stufe	Tag	Uhrzeit	Tempera- tur °C	Gesamtlast F des Deckenfeldes in kN Belastungsfläche 4 x 4 = 16 m <sup>2</sup>	F/F <sub>max</sub>
1	4.12.	15.10	3°	0,0	0,00
2	7.12.	8.50	1°	30,0	0,06
3	7.12.	10.00	2°	80,0	0,17
4	7.12.	11.30	2°	160,0	0,33
5	7.12.	12.30	3°	240,0	0,50
6	7.12.	14.30	3°	300,0	0,62
7	7.12.	15.15	3°	340,0	0,71
8	8.12.	8.30	0°	340,0	0,71
9	8.12.	9.30	0°	380,0	0,79
10	8.12.	11.00	1°	420,0	0,87
11	8.12.	12.00	1°	440,0	0,92
12	8.12.	14.00	1°	460,0	0,96
13	8.12.	15.00	1°	480,0	1,00
14	9.12.	8.30	1°	480,0	1,00
15	9.12.	15.30	1°	0,0	0,00

# Belastungsprotokoll Feld V

Last- stufe	Tag	Uhrzeit	Tempera- tur °C	Gesamtlast F des Deckenfeldes in kN Belastungsfläche 4 x 4 = 16 m <sup>2</sup>	F/F <sub>max</sub>
1	2.12.	9.30	2°	0,0	0,00
2	2.12.	13.30	3°	30,0	0,06
3	2.12.	14.50	3°	80,0	0,15
4	2.12.	15.30	3°	160,0	0,31
5	3.12.	8.15	2°	160,0	0,31
6	3.12.	10.00	2°	240,0	0,46
7	3.12.	10.40	2°	300,0	0,58
8	3.12.	11.45	3°	340,0	0,65
9	3.12.	12.00	3°	380,0	0,73
10	3.12.	12.30	3°	420,0	0,81
11	3.12.	14.30	3°	440,0	0,85
12	3.12.	14.40	3°	460,0	0,88
13	3.12.	15.00	2°	500,0	0,96
14	4.12.	8.30	3°	500,0	0,96
15	4.12.	9.45	3°	520,0	1,00
16	4.12.	13.30	3°	0,0	0,00

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 17.11.1981

FELD 1

\*\*\*\*\*

## DURCHBIEGUNGEN IN MM

\*\*\*\*\*

MESZSTELLE	BELASTUNGSGRAD					F/FMAX	FMAX=480 KN						
	0.000	0.083	0.167	0.250	0.333	0.000	0.167	0.333	0.417	0.500	0.583	0.667	0.708
						----- 1	----- 1	----- 1					
I/1	0.000	0.600	1.500	2.400	3.300	-0.100	1.600	3.300	4.400	5.500	6.600	8.000	9.400
I/2	0.000	0.600	1.400	2.100	2.900	0.100	1.500	3.100	3.900	4.800	5.700	7.000	8.200
I/3	0.000	0.500	1.400	2.300	3.200	0.000	1.600	3.300	4.400	5.400	6.400	7.900	9.400
I/4	0.000	0.600	1.300	2.000	2.800	0.200	1.600	3.000	3.900	4.800	5.800	6.900	8.200
I/5	0.000	0.500	1.200	2.000	2.700	0.100	1.000	2.300	3.300	4.200	5.100	6.300	7.800
I/6	0.000	0.385	0.780	1.265	1.730	0.005	0.775	1.740	2.355	2.935	3.480	4.160	4.380
I/7	0.000	0.365	0.860	1.510	2.155	0.010	0.970	2.145	2.905	3.650	4.390	5.315	6.480
I/8	0.000	0.375	0.855	1.380	1.905	0.165	1.095	2.045	2.730	3.390	4.055	4.835	5.735
I/9	0.000	0.305	0.670	1.055	1.435	0.035	0.740	1.500	2.015	3.530	3.020	3.610	4.300
I/10	0.000	0.275	0.600	0.955	1.310	0.025	0.610	1.430	1.915	2.400	2.850	3.410	3.795
I/11	0.000	0.425	0.875	1.470	2.035	0.130	0.960	1.985	2.555	3.135	3.600	4.430	5.255
I/12	0.000	0.535	1.115	1.870	2.505	0.200	1.125	2.295	3.050	3.710	- - -	- - -	5.620
I/13	0.000	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	1.990	2.430	2.680	3.195	3.785
II/14	0.000	0.000	0.000	-0.100	0.000	0.000	0.100	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
III/26	0.000	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	-0.300	-0.300	-0.400	-0.300	-0.200	-0.100	0.000	-0.200
IV/50	0.000	-0.100	-0.100	-0.200	-0.200	-0.300	-0.200	-0.300	-0.300	-0.300	-0.300	-0.300	-0.200
V/38	0.000	0.000	0.000	-0.100	-0.200	-0.300	-0.300	-0.400	-0.500	-0.500	-0.500	-0.600	-0.600

- A 6 -

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 17.11.1981 FELD 1  
 \*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM  
 \*\*\*\*\*

	BELASTUNGSGRAD				F/FMAX		FMAX=480 KN				
MESZSTELLE	0.708	0.333	0.625	0.708	0.792	0.792	0.875	0.958	1.000	0.000	
	-----	-----		-----		-----				-----	
	1	2		2		1				2	
I/1	- - -	5.500	8.150	8.900	10.000	12.000	13.100	13.500	14.500	- - -	
I/2	- - -	5.600	7.150	7.700	8.600	10.400	11.900	13.700	14.600	5.100	
I/3	- - -	5.500	8.140	8.900	9.900	12.100	13.700	15.900	14.700	3.000	
I/4	- - -	5.000	7.150	7.600	8.500	8.500	9.700	11.500	12.300	2.400	
I/5	- - -	4.700	6.700	7.250	8.000	9.200	10.300	9.300	9.900	- - -	
I/6	- - -	2.245	- - -	- - -	5.545	5.765	6.765	7.805	8.265	2.320	
I/7	- - -	3.890	5.510	5.990	6.640	8.160	9.175	10.565	11.200	3.720	
I/8	- - -	3.455	5.040	5.530	6.125	7.520	8.430	9.550	10.085	3.270	
I/9	- - -	2.770	3.840	4.220	4.665	5.640	6.335	7.135	7.495	2.500	
I/10	- - -	2.620	3.470	- - -	4.700	5.100	6.015	6.850	7.230	2.360	
I/11	- - -	3.230	4.515	4.925	5.375	6.395	7.085	8.045	8.485	8.315	
I/12	- - -	2.505	- - -	- - -	6.915	7.245	8.415	9.985	10.725	2.475	
I/13	- - -	2.150	3.280	3.690	4.110	4.485	5.760	6.480	6.850	4.315	
II/14	- - -	0.100	0.200	0.220	0.200	0.200	0.200	0.200	0.300	0.100	
III/26	- - -	-0.400	-0.400	-0.250	-0.200	0.000	0.000	0.000	-0.100	-0.200	
IV/50	- - -	-0.400	-0.350	-0.350	-0.400	-0.300	-0.300	-0.300	-0.300	-0.300	
V/38	- - -	-0.500	-0.600	-0.600	-0.600	-0.900	-1.000	-1.200	-1.200	-0.600	

- A 7 -

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 24.11.1981

FELD 2

\*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM

\*\*\*\*\*

	BELASTUNGSGRAD					F/FMAX	FMAX=660 KN							
MESZSTELLE	0.000	0.121	0.242	0.364	0.455	0.455	0.515	0.576	0.636	0.697	0.727	0.727	0.606	
						-----						-----		
						1						1		
I/1	0.000	-0.300	-0.400	-0.500	-0.400	-0.900	-1.100	-1.100	-1.300	-1.300	-1.300	-1.300	-1.200	
II/13	0.000	0.375	0.875	1.335	2.835	1.930	2.190	2.470	2.825	3.235	3.440	3.660	3.015	
II/14	0.000	1.300	1.900	3.500	4.500	5.200	6.000	6.900	7.200	8.900	9.400	9.500	8.300	
II/15	0.000	1.200	2.200	3.200	4.300	4.800	5.500	6.200	7.100	7.900	8.300	8.900	7.300	
II/16	0.000	1.300	2.500	3.800	4.800	5.500	6.300	7.200	8.400	9.300	9.900	10.700	8.700	
II/17	0.000	1.200	2.200	3.100	4.200	4.700	5.400	6.100	7.100	8.900	8.300	8.900	7.300	
II/18	0.000	0.900	1.700	2.600	3.600	4.100	4.800	5.400	6.300	7.000	7.500	8.000	6.500	
II/19	0.000	0.520	1.005	1.500	2.050	2.320	2.720	3.085	3.570	3.970	4.200	4.440	3.710	
II/20	0.000	0.700	1.460	2.270	3.009	3.370	3.955	4.460	5.160	5.700	6.095	6.510	10.365	
II/21	0.000	0.815	1.595	2.375	3.055	3.465	4.085	4.580	5.280	5.865	6.200	6.640	5.555	
II/22	0.000	0.535	1.065	1.545	2.005	2.310	2.700	3.030	3.520	3.860	4.080	4.340	3.680	
II/23	0.000	0.505	0.950	1.410	1.825	2.150	2.505	2.830	3.270	3.600	3.795	4.240	3.575	
II/24	0.000	0.725	1.700	2.715	3.455	4.100	4.950	5.615	6.660	7.425	7.900	8.500	7.030	
II/25	0.000	0.470	0.945	1.425	1.880	2.110	2.425	2.685	- - -	3.455	3.665	3.905	3.365	
III/26	0.000	-0.100	-0.100	0.000	0.000	0.000	-0.100	-0.200	-0.200	-0.200	-0.200	-0.200	0.000	
IV/50	0.000	-0.200	-0.300	-0.300	-0.400	-0.500	-0.700	-0.700	-0.800	-0.900	-0.900	-0.800	-0.800	
V/38	0.000	0.100	0.100	0.000	0.000	0.100	0.100	0.100	0.200	0.100	0.200	0.200	0.200	

- A 8 -

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 24.11.1981 FELD 2  
 \*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM  
 \*\*\*\*\*

	BELASTUNGSGRAD					F/FMAX	FMAX=660 KN
MESZSTELLE	0.758	0.818	0.818	0.879	0.939	1.000	
			-----				
			1				
I/1	-1.200	-1.300	-1.400	-1.400	-1.400	-1.500	
II/13	3.610	3.925	4.165	4.555	5.145	5.635	
II/14	9.600	10.300	10.600	11.300	12.700	13.800	
II/15	8.700	9.300	9.700	10.500	11.600	12.800	
II/16	10.100	10.800	11.400	12.100	13.400	14.500	
II/17	8.600	9.200	9.600	10.200	11.500	12.500	
II/18	7.600	8.100	8.400	8.900	10.000	10.800	
II/19	4.400	4.630	5.010	5.360	5.975	6.515	
II/20	6.290	6.730	7.130	7.565	8.425	9.150	
II/21	6.455	6.910	7.275	7.715	8.490	9.180	
II/22	4.300	4.605	4.845	5.135	5.670	6.100	
II/23	4.165	4.445	4.675	4.950	5.405	5.825	
II/24	8.080	8.610	9.050	9.430	10.340	11.210	
II/25	3.920	4.200	4.555	4.850	5.450	5.915	
III/26	-0.100	-0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
IV/50	-0.900	-0.900	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	
V/38	0.200	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 30.11.1981 FELD 3

\*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM

\*\*\*\*\*

BELASTUNGSGRAD F/FMAX FMAX=420 KN

MESZSTELLE 0.000 0.190 0.381 0.571 0.714 0.810 0.810 0.857 0.905 0.952 1.000 0.000

-----

1

I/1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.200	0.000	-0.500	0.100	0.000	0.100
II/14	0.000	-0.100	-0.600	-0.200	-0.300	-0.300	-0.500	-0.600	-0.700	-0.700	-0.800	-0.500
III/25	0.000	0.545	1.140	1.580	1.975	2.290	2.470	2.745	2.915	3.100	3.400	0.510
III/26	0.000	1.600	2.900	4.100	5.400	6.500	7.300	8.200	9.000	9.800	11.400	2.000
III/27	0.000	1.400	2.600	3.600	4.600	5.400	6.000	6.600	7.100	7.600	8.700	1.500
III/28	0.000	1.700	3.200	4.600	5.900	7.200	8.200	9.100	10.000	11.000	12.700	2.500
III/29	0.000	1.400	2.600	3.700	4.900	6.000	6.800	7.700	8.600	9.400	10.800	2.400
III/30	0.000	1.200	2.400	3.200	4.200	5.000	5.600	6.400	7.000	7.500	8.500	1.400
III/31	0.000	0.625	1.135	1.770	2.215	2.540	2.900	3.235	3.430	3.710	4.145	0.780
III/32	0.000	0.985	1.915	2.925	3.685	4.400	4.990	5.460	5.955	6.430	8.205	1.390
III/33	0.000	1.270	2.375	3.475	4.595	6.005	6.920	7.685	8.900	10.035	11.665	2.525
III/34	0.000	0.815	1.495	2.210	2.855	3.450	3.905	4.400	4.760	5.485	5.845	1.095
III/35	0.000	0.575	1.115	0.690	2.120	2.455	2.850	3.179	3.395	3.685	4.235	0.885
III/36	0.000	1.295	2.735	4.070	5.150	6.870	7.305	8.050	9.125	10.025	11.635	2.485
III/37	0.000	1.105	1.895	2.705	3.660	4.645	5.315	5.920	6.620	7.295	8.305	1.670
IV/50	0.000	0.000	0.000	0.100	-0.500	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
V/38	0.000	0.000	-0.100	-0.100	0.000	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	- - -

- A 10 -



FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 08.12.1981 FELD 4  
 \*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM  
 \*\*\*\*\*

		BELASTUNGSGRAD					F/FMAX	FMAX=480 KN						
MESZSTELLE		0.000	0.167	0.333	0.500	0.625	0.708	0.708	0.792	0.875	0.917	0.958	1.000	1.000
								-----						
								1						
I/1	I	0.000	0.100	0.100	0.000	0.000	0.100	0.200	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.200
I/14	I	0.000	-0.100	-0.200	-0.400	-0.500	-0.600	2.300	-0.900	-1.000	-1.100	-1.100	-1.100	-1.100
II/26	I	0.000	-0.100	-0.200	-0.400	-0.300	-0.200	-0.300	-0.200	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400
IV/35		0.000	0.540	1.030	1.650	2.195	2.730	3.010	3.365	3.980	4.170	4.505	4.915	5.330
IV/49		0.000	0.540	1.270	1.855	2.525	4.050	3.320	3.765	4.430	4.650	5.090	5.515	5.940
IV/50		0.000	1.300	2.000	4.200	5.300	6.300	7.100	8.100	9.700	10.300	11.400	12.300	13.400
IV/51		0.000	1.000	2.500	3.500	4.700	5.500	6.200	7.000	8.500	8.900	9.900	10.700	11.900
IV/52		0.000	1.100	2.400	3.600	4.400	5.400	6.100	6.900	8.100	8.500	9.400	10.300	11.000
IV/53		0.000	1.300	2.900	4.300	5.200	6.200	6.900	7.700	9.200	9.600	10.800	11.600	12.700
IV/54		0.000	1.700	3.200	4.600	5.700	6.800	7.600	8.800	10.800	11.500	12.900	14.100	15.400
IV/55		0.000	0.870	1.840	2.730	3.565	4.230	4.645	5.350	6.450	6.815	7.560	8.200	8.895
IV/56		0.000	0.635	1.380	2.040	2.670	3.190	3.540	4.015	4.725	4.970	5.430	5.825	6.265
IV/57		0.000	0.795	1.670	2.495	3.175	3.765	4.165	4.670	5.485	5.735	6.275	6.760	7.295
IV/58		0.000	0.985	2.135	3.210	4.115	4.890	5.425	6.150	7.560	8.010	9.030	9.865	10.825
IV/59		0.000	1.295	3.115	4.380	5.290	6.115	6.720	7.555	9.685	10.265	11.575	12.315	13.690
IV/60		0.000	0.800	1.955	2.850	3.645	4.280	4.690	5.195	6.100	6.445	7.160	7.785	8.470
V/38		0.000	-0.100	-0.200	-0.300	-0.300	-0.200	-0.300	-0.200	-0.300	-0.300	-0.400	-0.400	-0.400

- A 11 -

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 08.12.1981 FELD 4  
 \*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM  
 \*\*\*\*\*

BELASTUNGSGRAD F/FMAX FMAX=480 KN

MESZSTELLE 0.000

```

-----
I/1      I      0.100
I/14     I     -0.300
II/26    I     -0.100
IV/35           1.110
IV/49           1.175
IV/50           2.900
IV/51           2.200
IV/52           2.500
IV/53           2.700
IV/544        3.400
V/55          1.920
IV/56          1.275
IV/57          1.455
IV/58          2.415
IV/59          4.005
IV/60          1.735
V/38         -0.100
  
```

- A 12 -

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 2.12.1981 FELD 5  
 \*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM  
 \*\*\*\*\*

	BELASTUNGSGRAD				F/FMAX		FMAX=520 KN						
MESZSTELLE	0.000	0.154	0.308	0.308	0.462	0.577	0.654	0.731	0.808	0.846	0.885	0.962	0.962
				----									----
				1									1
I/1	0.000	-0.100	-0.200	-0.300	-0.400	-0.600	-0.700	-0.800	-1.000	-1.100	-0.900	-1.100	-1.200
II/14	0.000	0.200	0.100	0.000	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	-0.200	-0.100	-0.100	-0.200	-0.100
II/23	0.000	0.430	0.900	0.970	1.359	1.727	2.090	2.370	2.900	3.160	3.300	3.735	4.295
III/26	0.000	-0.100	-0.300	-0.500	-0.500	-0.700	-1.000	-1.100	-1.300	-1.200	-1.200	-1.200	-1.300
IV/50	0.000	-0.200	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
V/38	0.000	0.900	2.200	2.400	3.300	4.300	5.200	5.900	6.200	7.700	8.300	9.300	10.300
V/39	0.000	0.900	2.100	2.200	3.100	3.900	4.800	5.400	6.600	7.000	7.400	8.300	9.200
V/40	0.000	0.900	2.900	2.100	2.900	3.700	4.400	4.900	5.900	6.400	6.700	7.500	8.100
V/41	0.000	0.900	2.000	1.400	3.000	3.900	4.700	5.200	6.300	6.700	7.000	7.700	8.600
V/42	0.000	1.100	2.400	2.600	3.500	4.500	5.300	6.100	7.500	8.000	8.500	9.600	10.700
V/43	0.000	0.705	0.970	1.150	1.435	3.105	3.640	4.065	4.890	5.125	5.475	6.100	4.910
V/44	0.000	0.370	1.080	0.400	1.760	2.288	2.749	3.122	3.640	3.890	4.080	4.480	5.010
V/45	0.000	2.510	1.195	1.295	1.766	2.246	2.704	3.003	3.485	3.730	3.815	4.215	4.695
V/46	0.000	0.670	1.480	4.660	2.280	2.855	3.337	3.732	4.380	4.605	4.890	5.400	6.020
V/47	0.000	0.830	1.580	1.670	2.478	3.059	3.630	4.072	5.310	5.560	6.185	7.180	8.090
V/48	0.000	0.475	1.275	1.505	2.056	2.631	3.095	3.424	4.900	4.875	4.250	4.575	5.005
V/49	0.000	0.495	1.245	1.395	2.740	3.305	2.676	2.987	4.440	9.650	3.759	4.075	4.555

- A 13 -

FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 2.12.1981 FELD 5

\*\*\*\*\*

DURCHBIEGUNGEN IN MM

\*\*\*\*\*

BELASTUNGSGRAD F/FMAX FMAX=520 KN

MESZSTELLE 1.000 0.000

-----

1

-----  
I/1 -1.400 -0.600  
II/14 0.000 -0.100  
II/23 4.700 1.370  
III/26 -1.400 -0.600  
IV/50 0.100 0.100  
V/38 10.800 2.700  
V/39 9.500 2.500  
V/40 8.000 1.300  
V/41 8.800 2.800  
V/42 11.100 2.700  
V/43 7.115 0.875  
V/44 5.150 1.705  
V/45 4.885 1.665  
V/46 6.270 1.695  
V/47 8.415 1.995  
V/48 5.225 1.980  
V/49 4.765 1.710

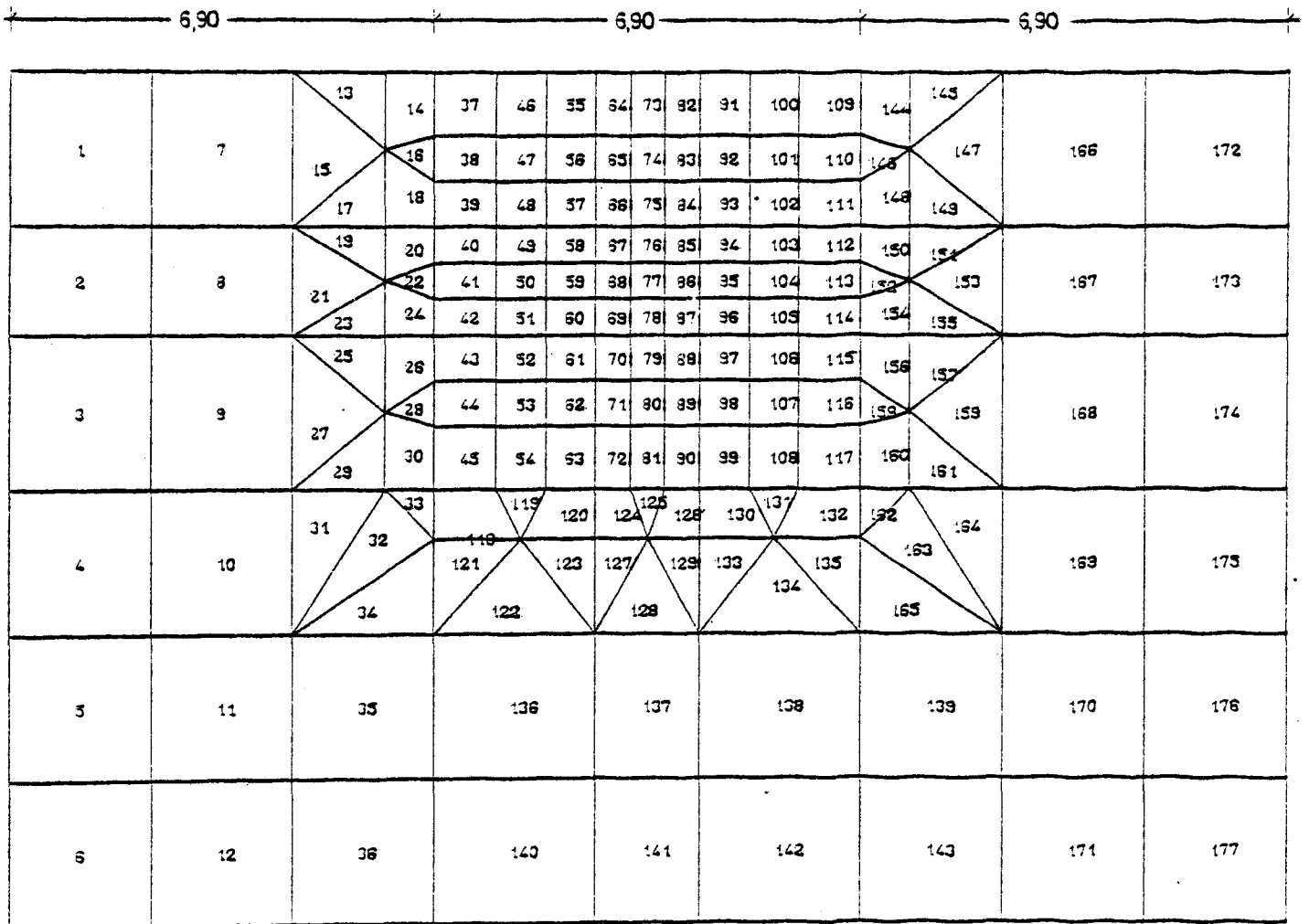
FLACHDECKE , GEPRUEFT AM 30.11.1981 FELD 3  
 \*\*\*\*\*

AENDERUNG DER SPANNSTAHLDEHNUNGEN  
 \*\*\*\*\*

	BELASTUNGSGRAD					F/FMAX	FMAX=420					
MESZSTELLE	0.000	0.190	0.381	0.571	0.714	0.810	0.810	0.857	0.905	0.952	1.000	0.000
							-----					
							1					
III/1	0.000	0.024	0.034	0.038	0.054	0.060	0.080	0.086	0.092	0.099	0.113	0.025
III/2	0.000	0.022	0.034	0.035	0.050	0.059	0.076	0.080	0.087	0.094	0.109	0.021
III/3	0.000	0.020	0.032	0.030	0.045	0.055	0.064	0.068	0.083	0.093	0.110	- - -
III/4	0.000	0.018	0.029	0.029	0.044	0.056	0.068	0.071	0.087	0.093	0.111	0.028
III/5	0.000	0.012	0.026	0.026	0.039	0.047	0.061	0.065	0.072	0.078	0.088	0.033
III/6	0.000	0.010	0.026	0.028	0.041	0.048	0.060	0.061	0.066	0.075	- - -	0.031
V/7	0.000	-0.002	-0.001	-0.008	-0.007	-0.008	-0.001	0.025	-0.005	-0.008	-0.006	-0.057
V/8	0.000	0.002	-0.001	-0.013	-0.012	-0.007	-0.008	-0.007	-0.007	-0.007	-0.005	0.016
V/9	0.000	-0.005	-0.007	-0.013	-0.014	-0.014	-0.008	-0.014	-0.015	-0.014	-0.013	0.010
V/10	0.000	-0.003	-0.006	-0.017	-0.019	-0.019	-0.012	-0.019	-0.019	-0.015	-0.016	0.011
V/11	0.000	-0.002	0.001	-0.004	-0.001	-0.002	0.006	0.000	0.001	0.005	0.005	0.011
V/12	0.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.005	0.000	0.002	0.005	0.005	0.011

- A 15 -

# Elementeinteilung für die Schnittkraftermittlung und Durchbiegungsberechnung im Feld II nach der Finite Element - Methode



# Elementeinteilung für die Schnittkraftermittlung und Durchbiegungsberechnung in Feld I nach der Finite Element - Methode

6,90										6,90										6,90									
1	10	19	28	37	46	55	64	73	106	107																			
2	11	20	29	38	47	56	65	74	108	109																			
3	12	21	30	39	48	57	66	75	110	111																			
4	13	22	31	40	49	58	67	76	112	113																			
5	14	23	32	41	50	59	68	77	114	115																			
6	15	24	33	42	51	60	69	78	116	117																			
7	16	25	34	43	52	61	70	79	118	119																			
8	17	26	35	44	53	62	71	80	120	121																			
9	18	27	36	45	54	63	72	81	122	123																			
32	34	36	30	32	34	38	100	102	124	125																			
33	35	37	31	33	35	39	101	103	126	127																			
88			96				104			128																			
89			97				105			129																			

Vergleich der rechnerischen mit den  
experimentellen Durchbiegungswerten

Feld I

Meßpunkte	Durchbiegungen in mm			
	F = 300 kN Laststufe vor der Erstförmigung		F = 480 kN maximale Belastung	
	rechnerisch	experimentell	rechnerisch	experimentell
1	7,1	7,3	11,5	14,5
2	7,0	6,3	11,2	14,6
3	7,0	7,1	11,2	14,7
4	6,1	6,3	9,8	12,3
5	5,1	5,7	9,8	9,9
6	4,1	3,8	6,6	9,3
7	5,2	4,8	8,3	11,2
8	4,1	4,4	6,6	10,1
9	3,3	3,3	5,2	7,5
10	4,2	3,1	6,8	7,2
11	4,8	4,0	7,8	8,5
12	5,0	-	8,0	10,7
13	2,5	2,9	3,9	6,8
14	0,0	0,2	0,0	0,3
18	-0,7	-0,6	-1,2	-1,2

Vergleich der rechnerischen mit den  
experimentellen Durchbiegungswerten

Feld III

Meßpunkte	Durchbiegungen in mm			
	F = 500 kN Laststufe vor der Erstförmigung		F = 420 kN maximale Belastung	
	rechnerisch	experimentell	rechnerisch	experimentell
25	2,4	2,0	3,4	3,4
26	7,2	5,4	10,0	11,4
27	6,1	4,6	8,5	8,7
28	7,0	5,9	9,8	12,7
29	7,0	4,9	9,8	10,8
30	6,0	4,2	8,5	8,5
31	3,2	2,2	4,5	4,1
32	4,1	3,7	5,5	8,2
33	5,2	4,6	7,3	11,7
34	4,1	2,9	5,8	5,8
35	4,2	2,1	6,0	4,2
36	5,0	5,1	7,0	11,6
37	4,7	3,7	6,7	8,3

Vergleich der rechnerischen mit den  
experimentellen Durchbiegungswerten

Feld IV

Meßpunkte	Durchbiegungen in mm			
	F = 380 kN Laststufe vor der Erstförmigung		F = 480 kN maximale Belastung	
	rechnerisch	experimentell	rechnerisch	experimentell
49	3,1	3,8	3,9	5,9
50	9,2	8,1	11,5	13,4
51	7,8	7,0	9,8	11,9
52	7,9	6,9	9,8	11,0
53	8,9	7,7	11,2	12,7
54	8,9	8,8	11,2	15,4
55	5,3	5,3	6,6	8,9
56	4,2	4,0	5,2	6,3
57	5,3	4,7	6,6	7,3
58	6,7	5,1	8,3	10,6
59	6,4	7,5	8,0	13,7
60	5,1	5,2	7,8	9,5
65	3,6	3,4	4,5	5,3

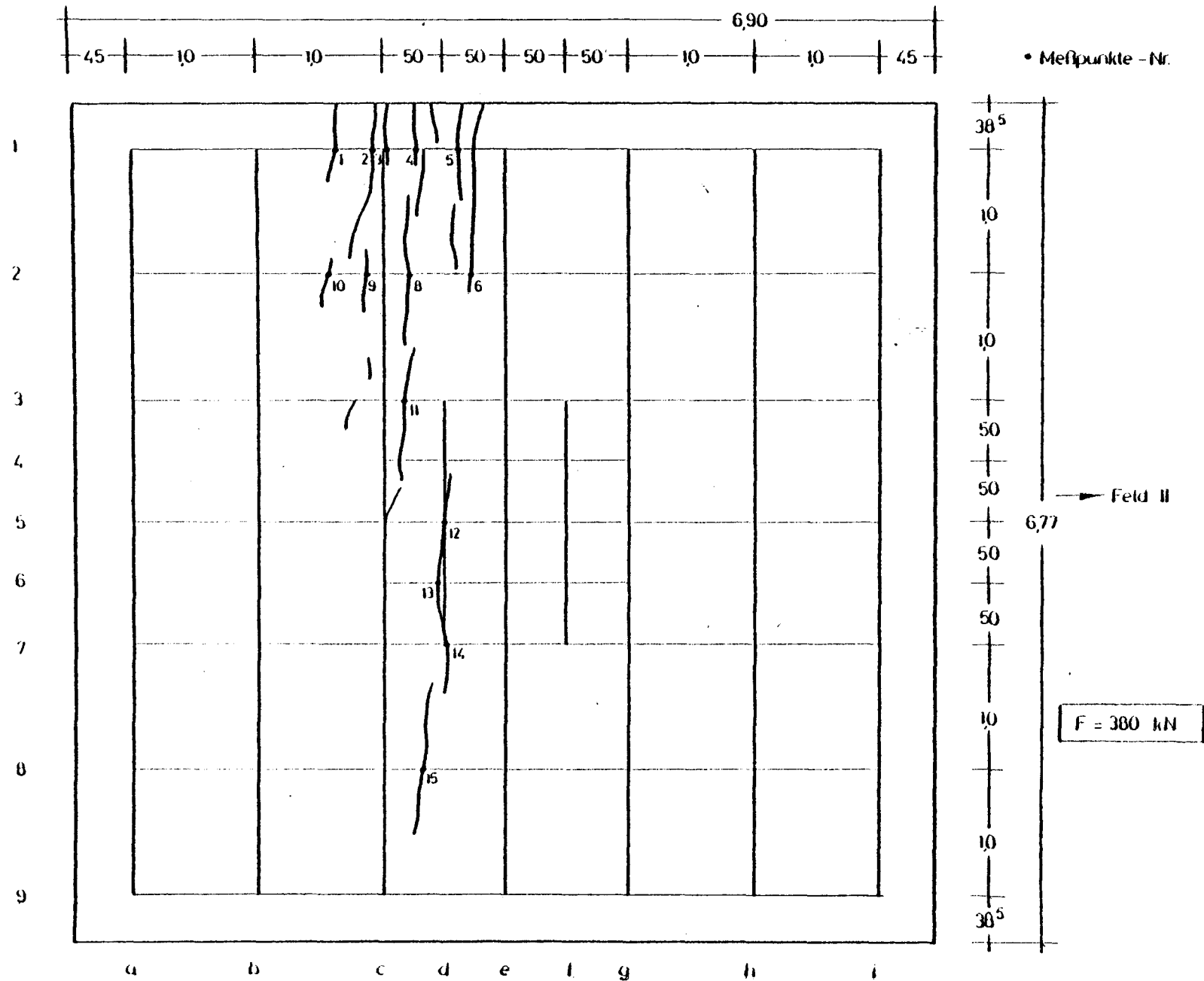
Vergleich der rechnerischen mit den  
experimentellen Durchbiegungswerten

Feld V

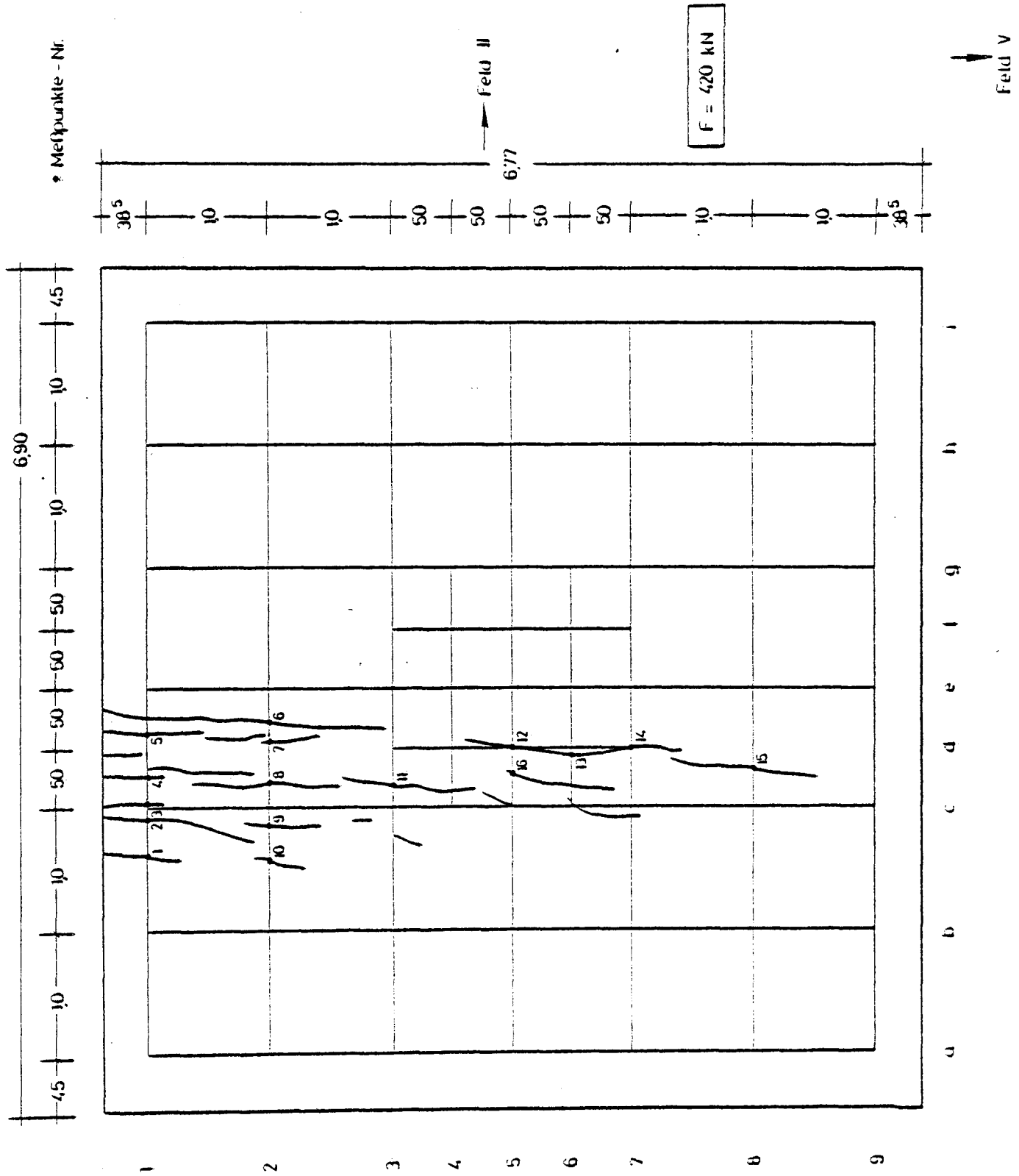
Meßpunkte	Durchbiegungen in mm			
	F = 380 kN Laststufe vor der Erstförmigung		F = 520 kN maximale Belastung	
	rechnerisch	experimentell	rechnerisch	experimentell
38	7,2	5,9	9,8	10,8
39	5,4	5,4	8,7	9,5
40	6,0	4,9	8,2	8,0
41	5,4	5,2	8,7	8,8
42	7,0	6,1	9,5	11,1
43	4,4	4,1	6,0	7,1
44	3,4	3,1	4,6	5,1
45	3,4	3,0	4,6	4,9
46	4,4	3,7	6,0	5,3
47	5,0	4,1	6,8	8,4
48	3,0	3,4	4,1	5,2
49	3,0	3,0	4,1	4,8
23	2,6	2,4	3,5	4,7



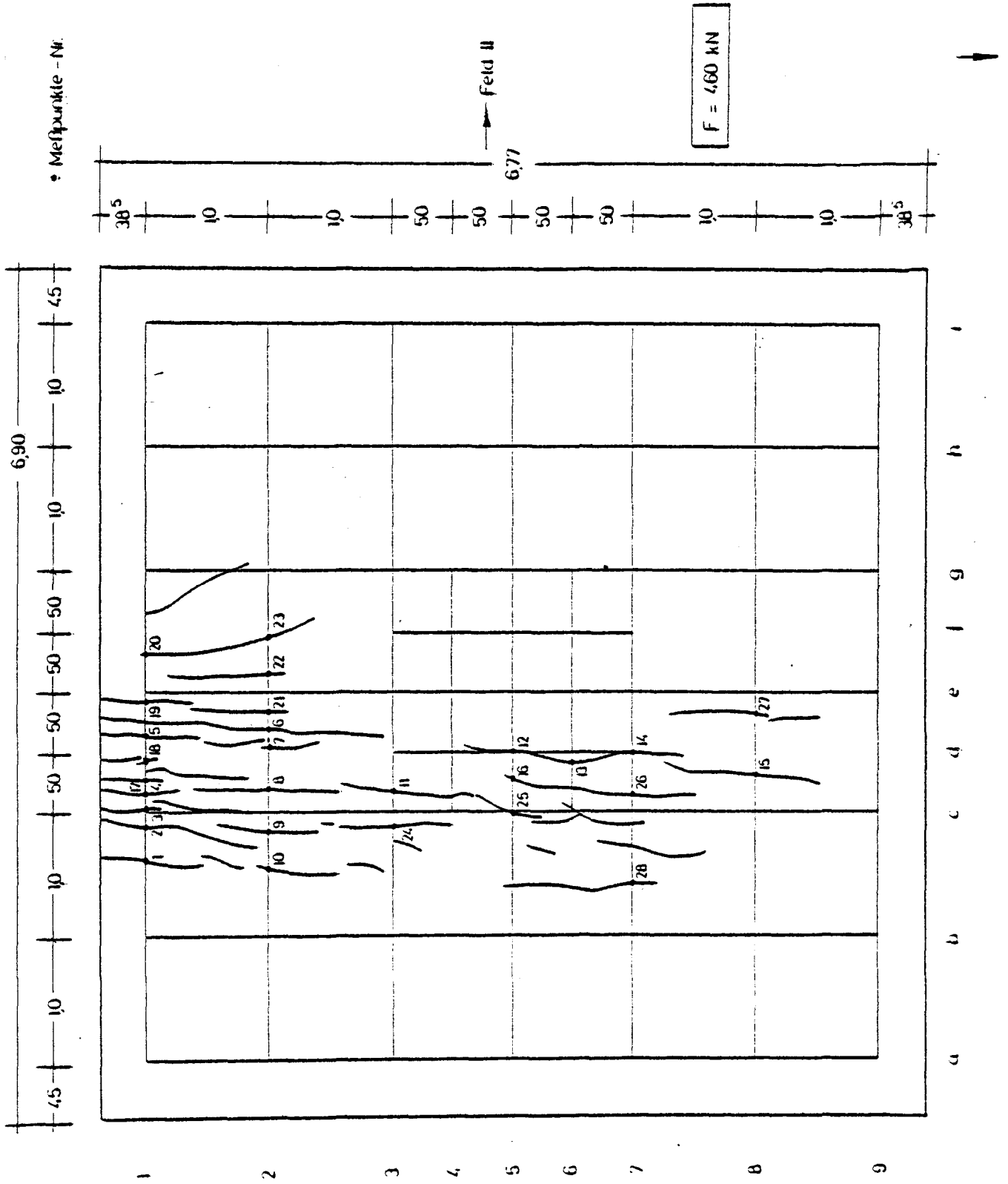
# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes I



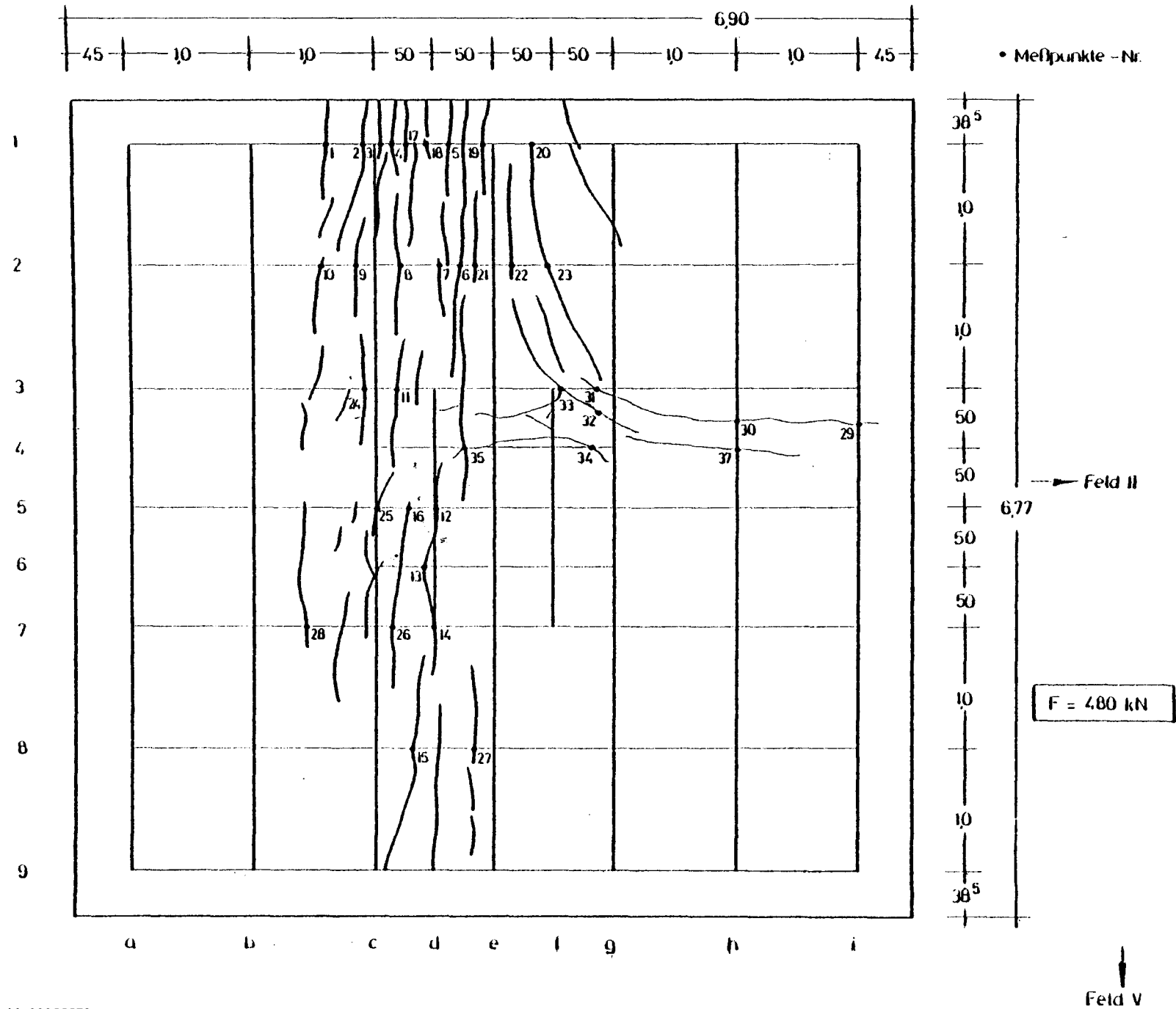
# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes I



Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes I

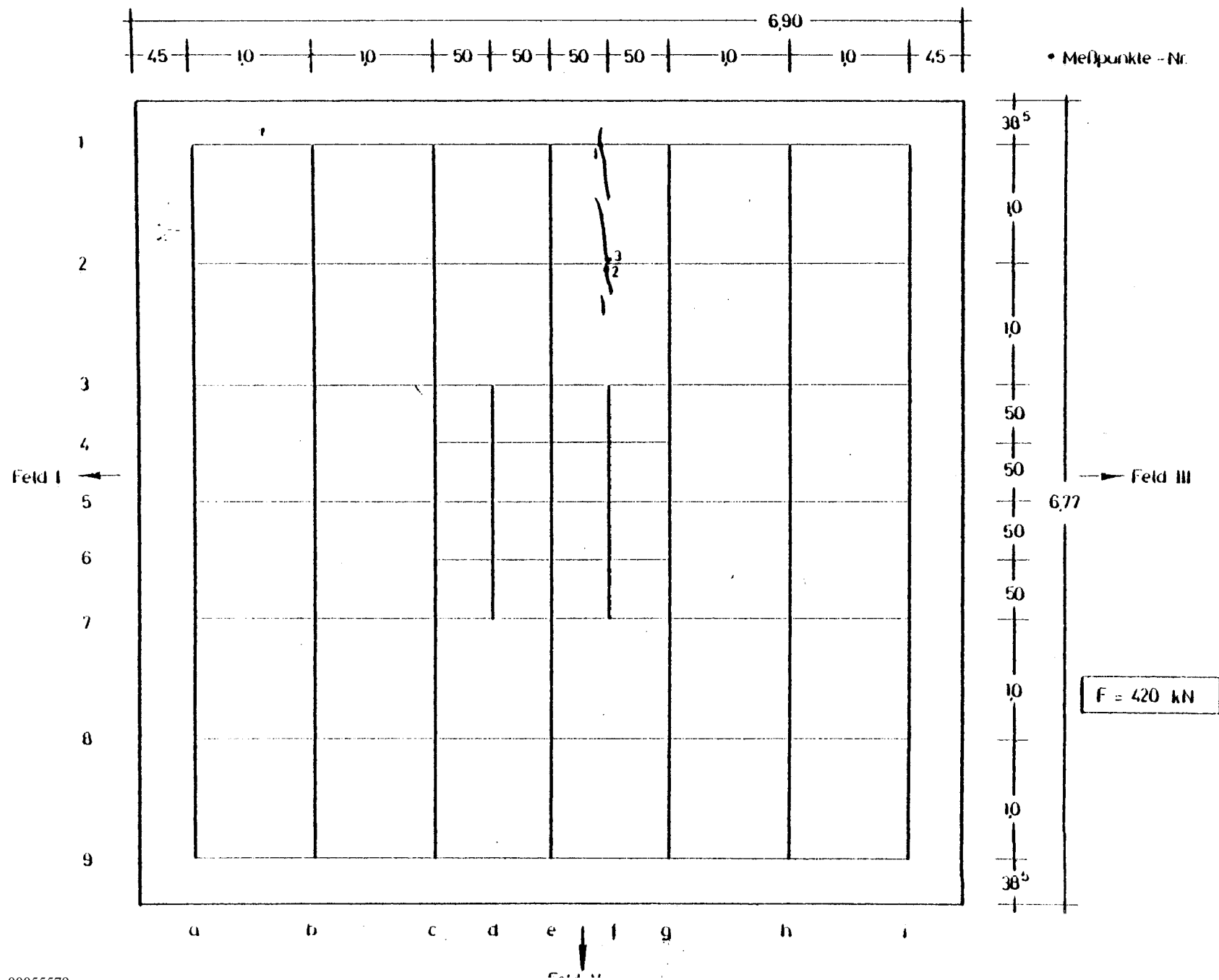


# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes I



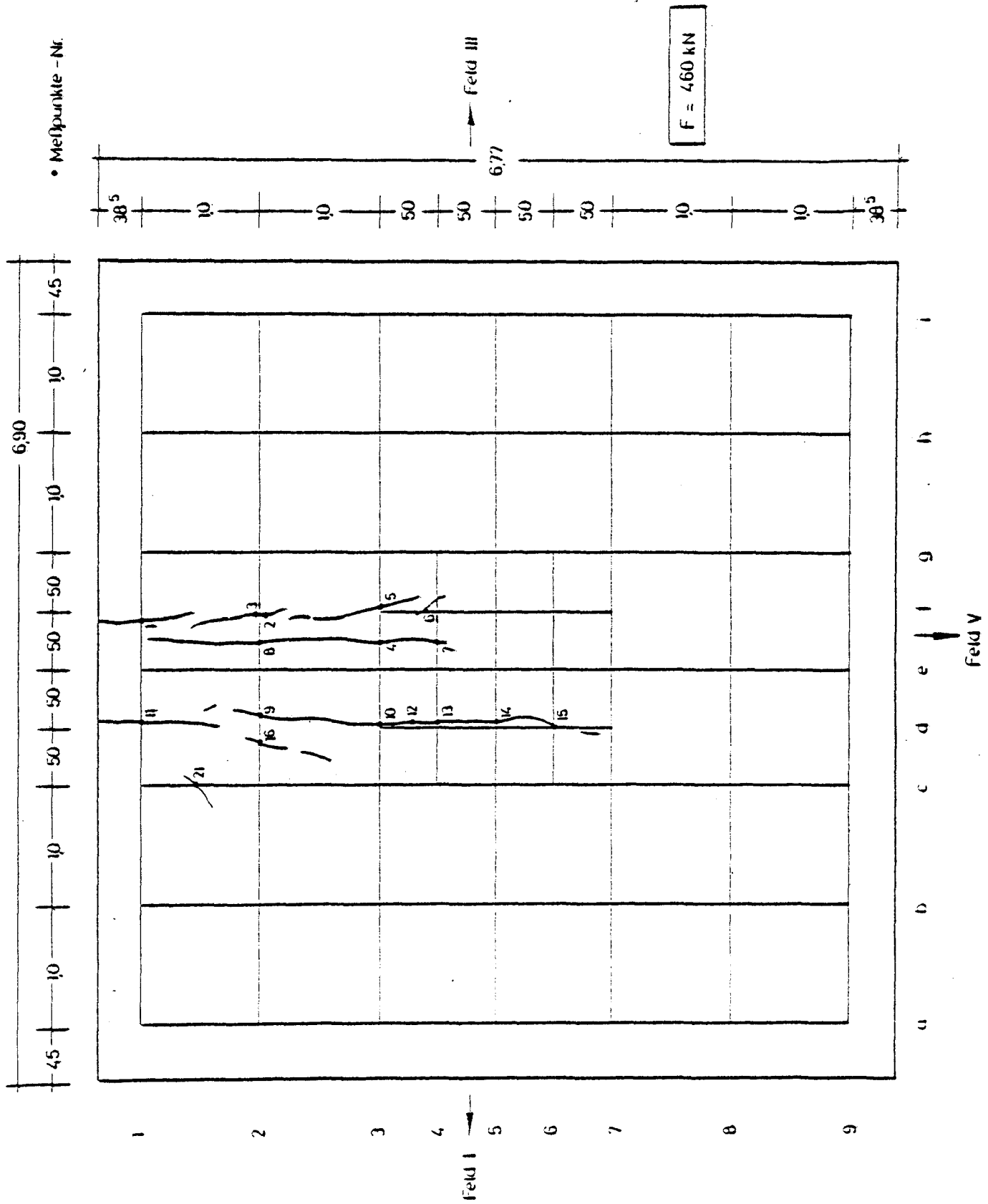
- A 22 -

# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes II

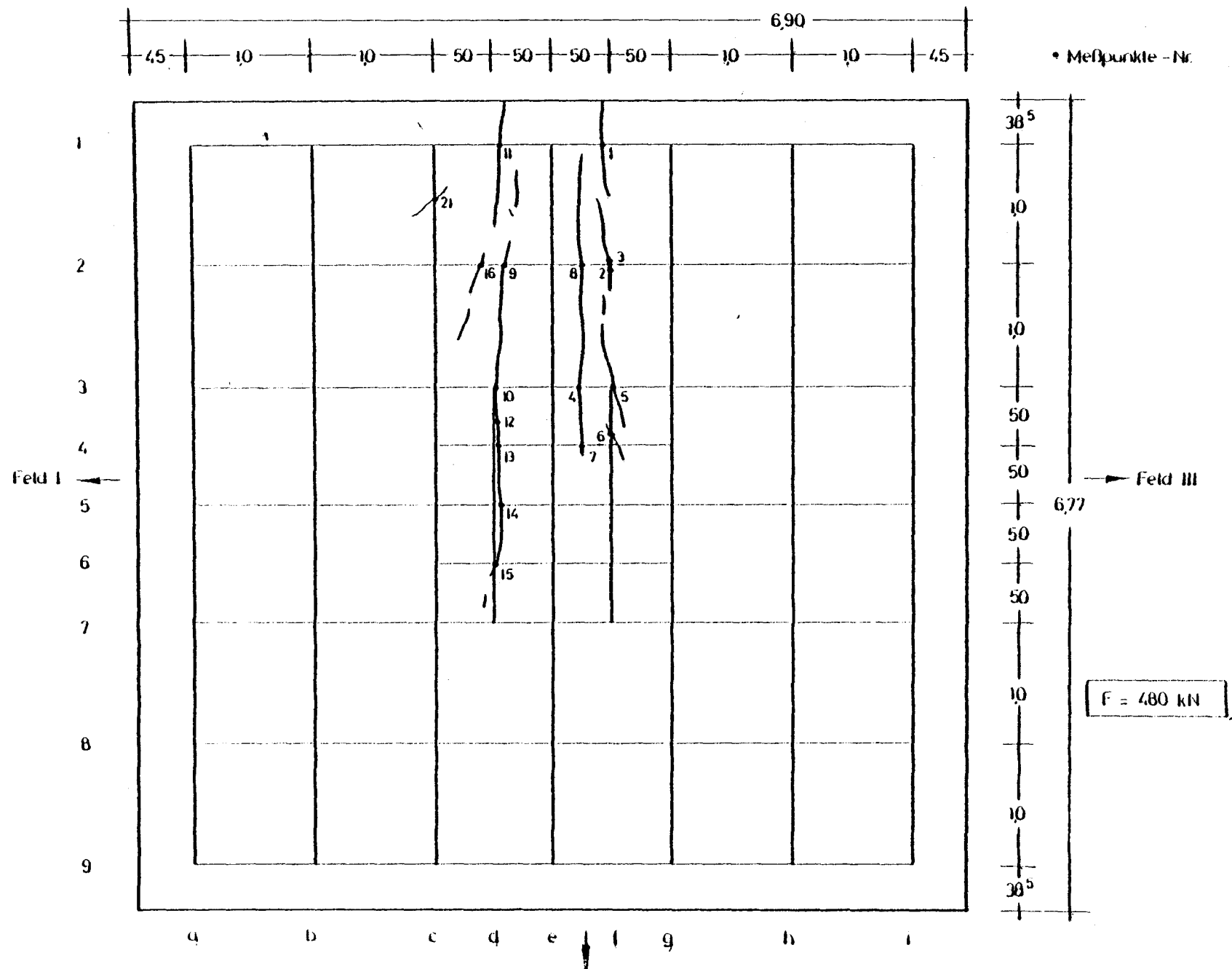


- A 23 -

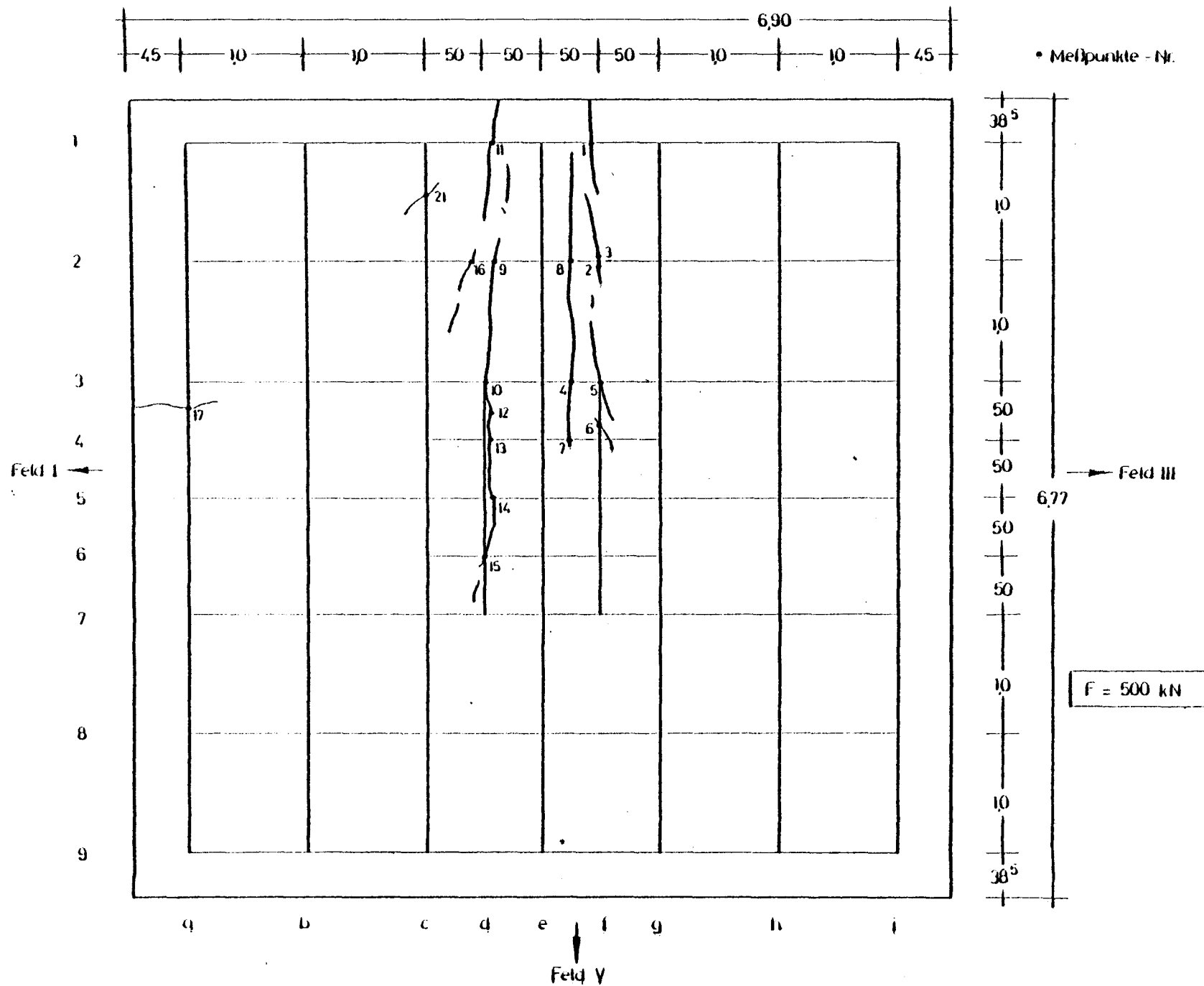
Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes II



# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes II

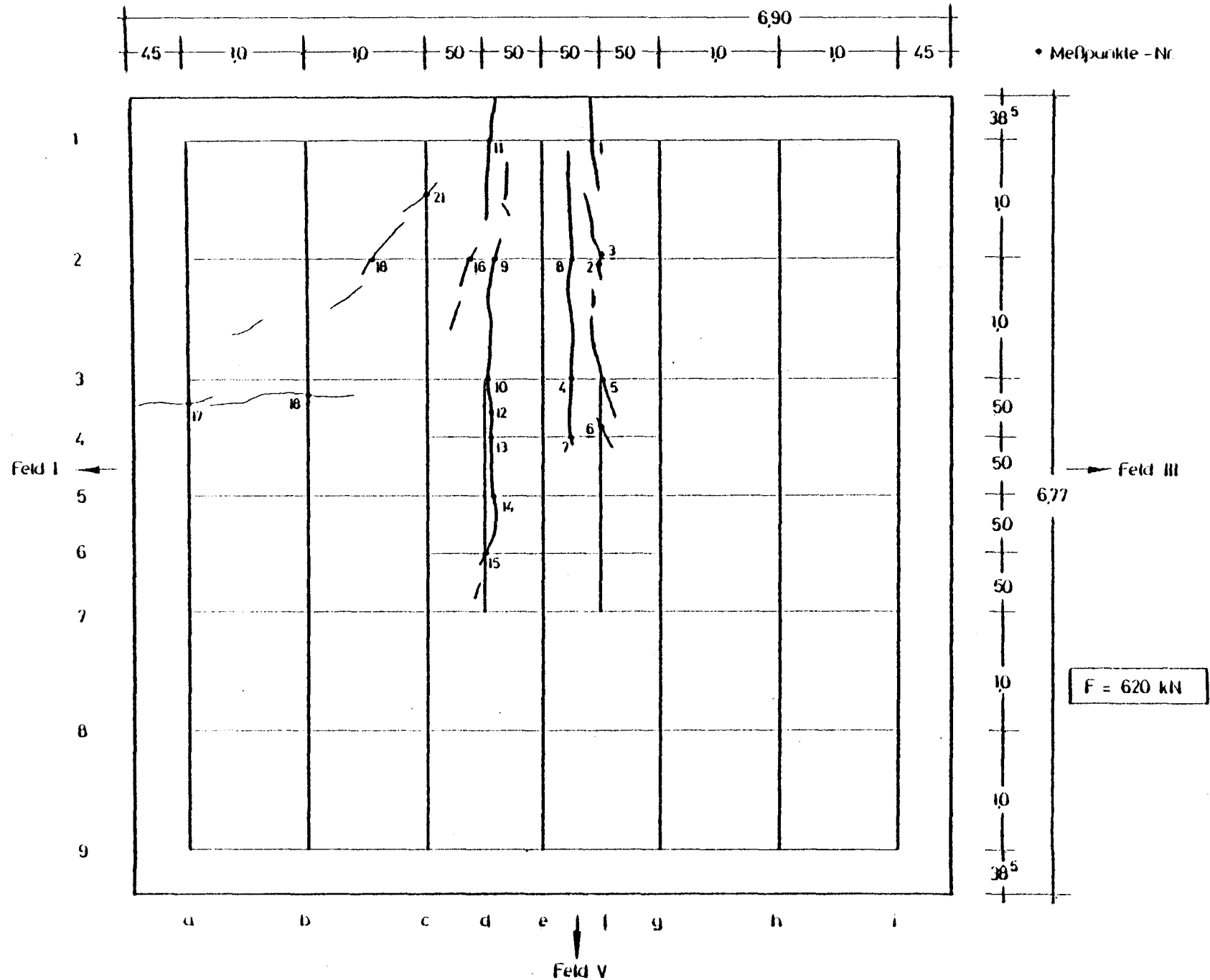


# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes II

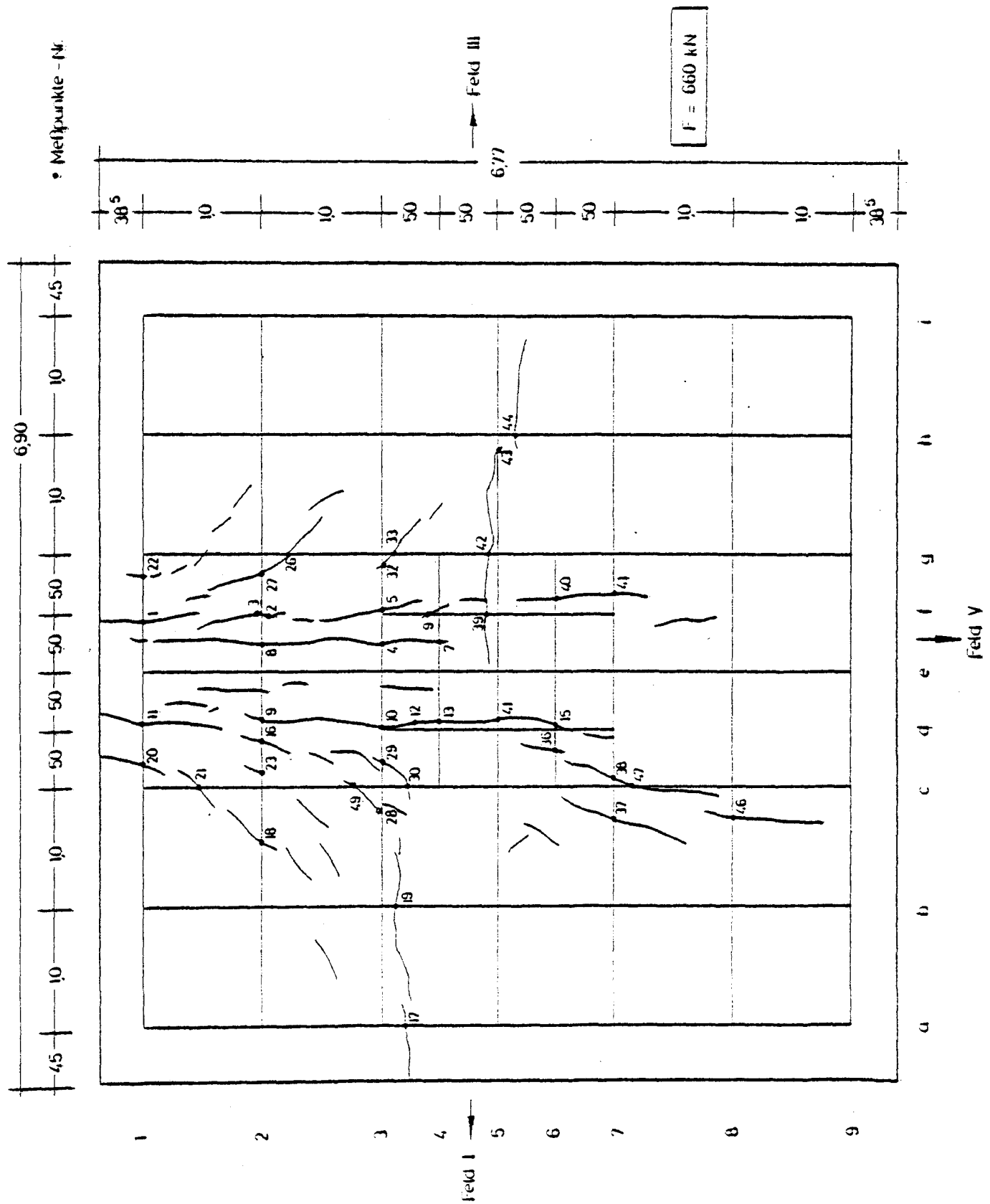




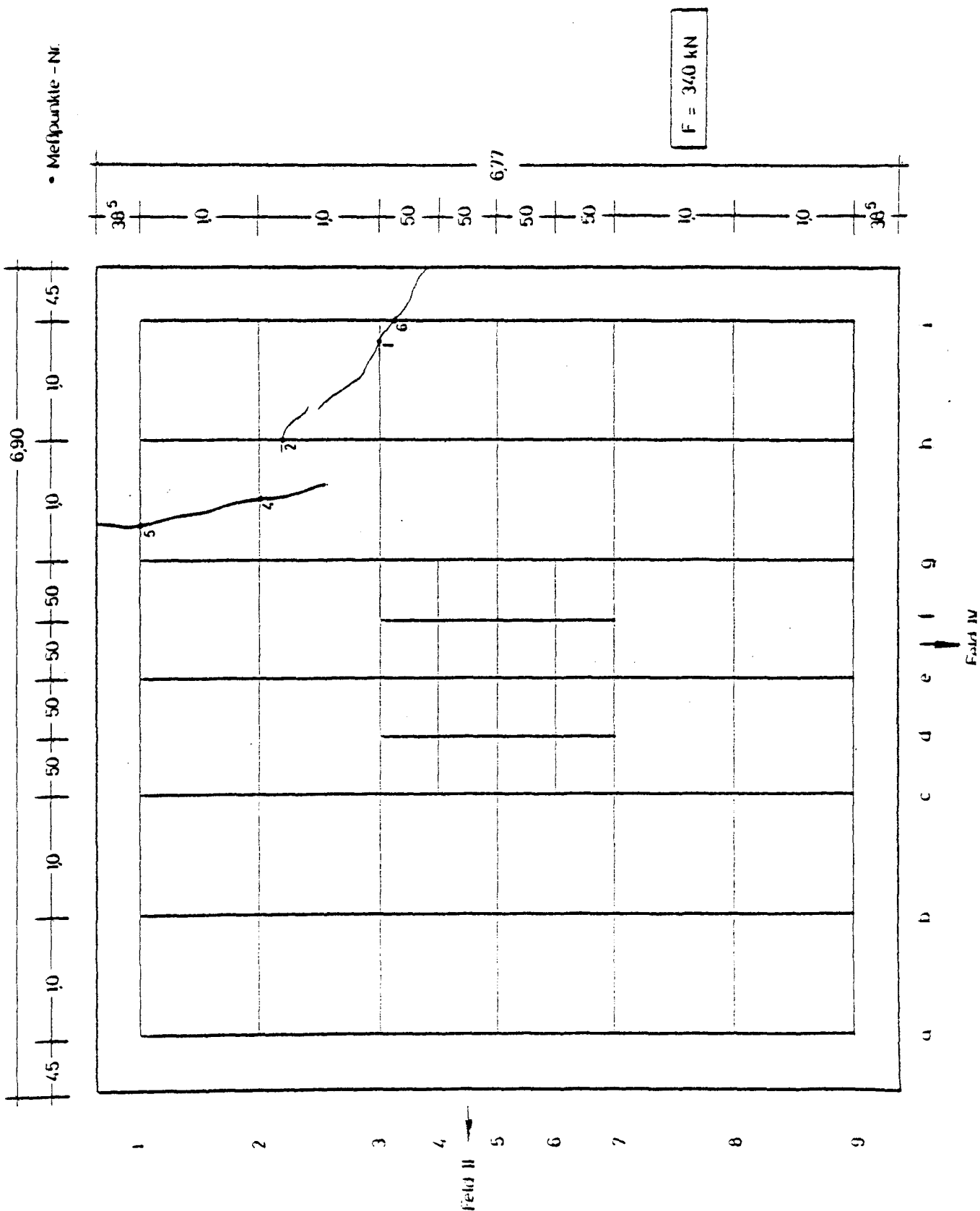
# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes II



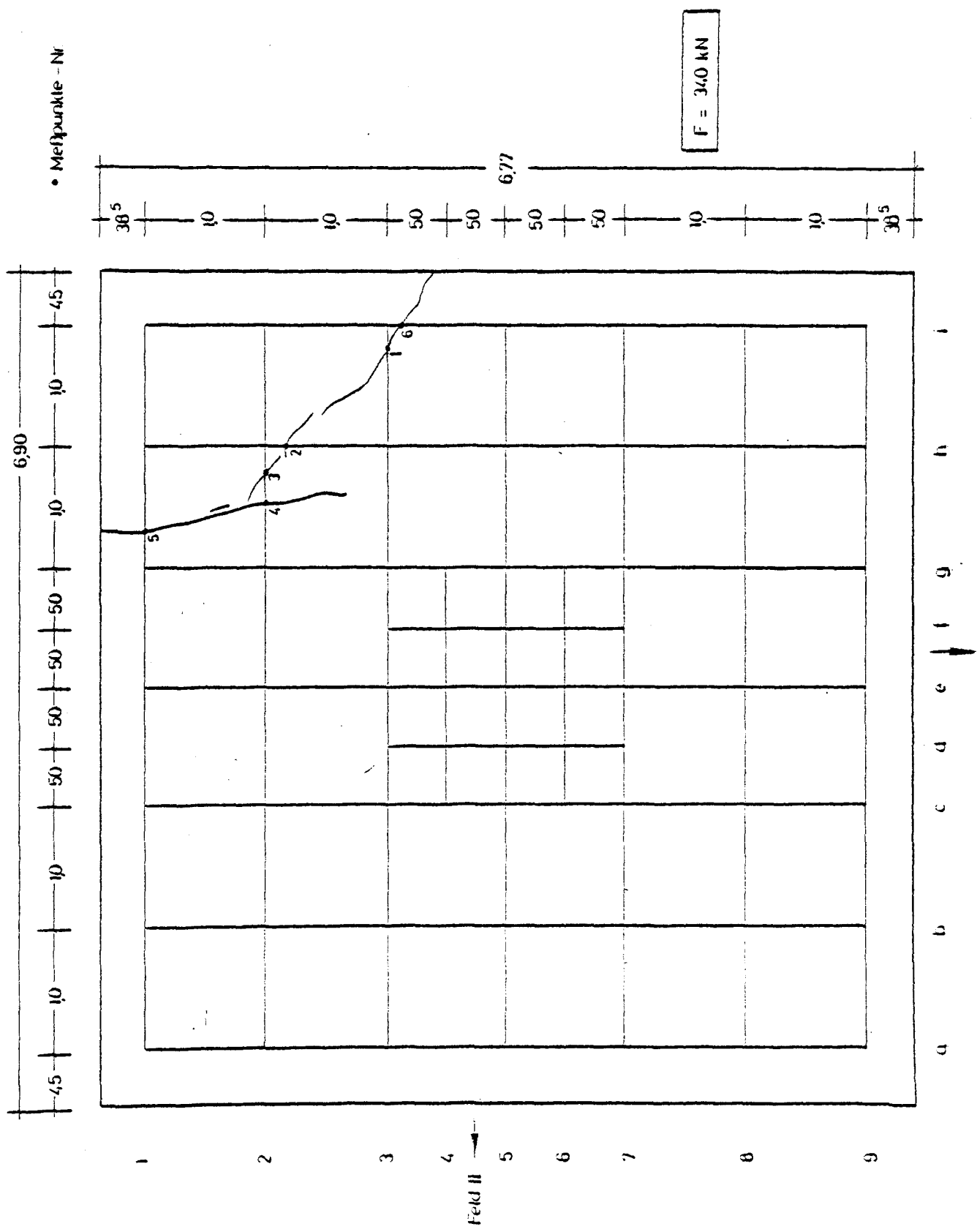
# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes II



# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes III

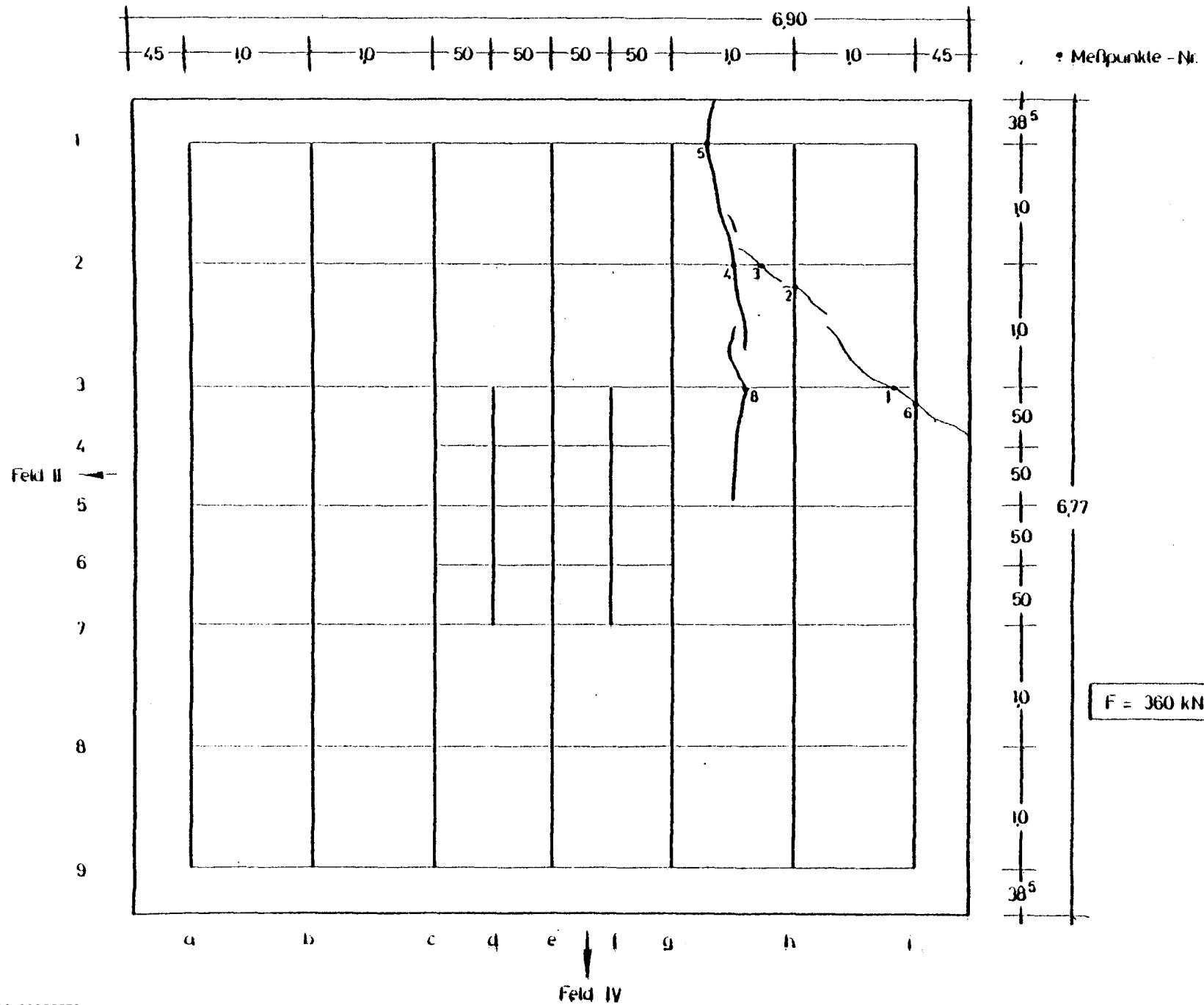


# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes III

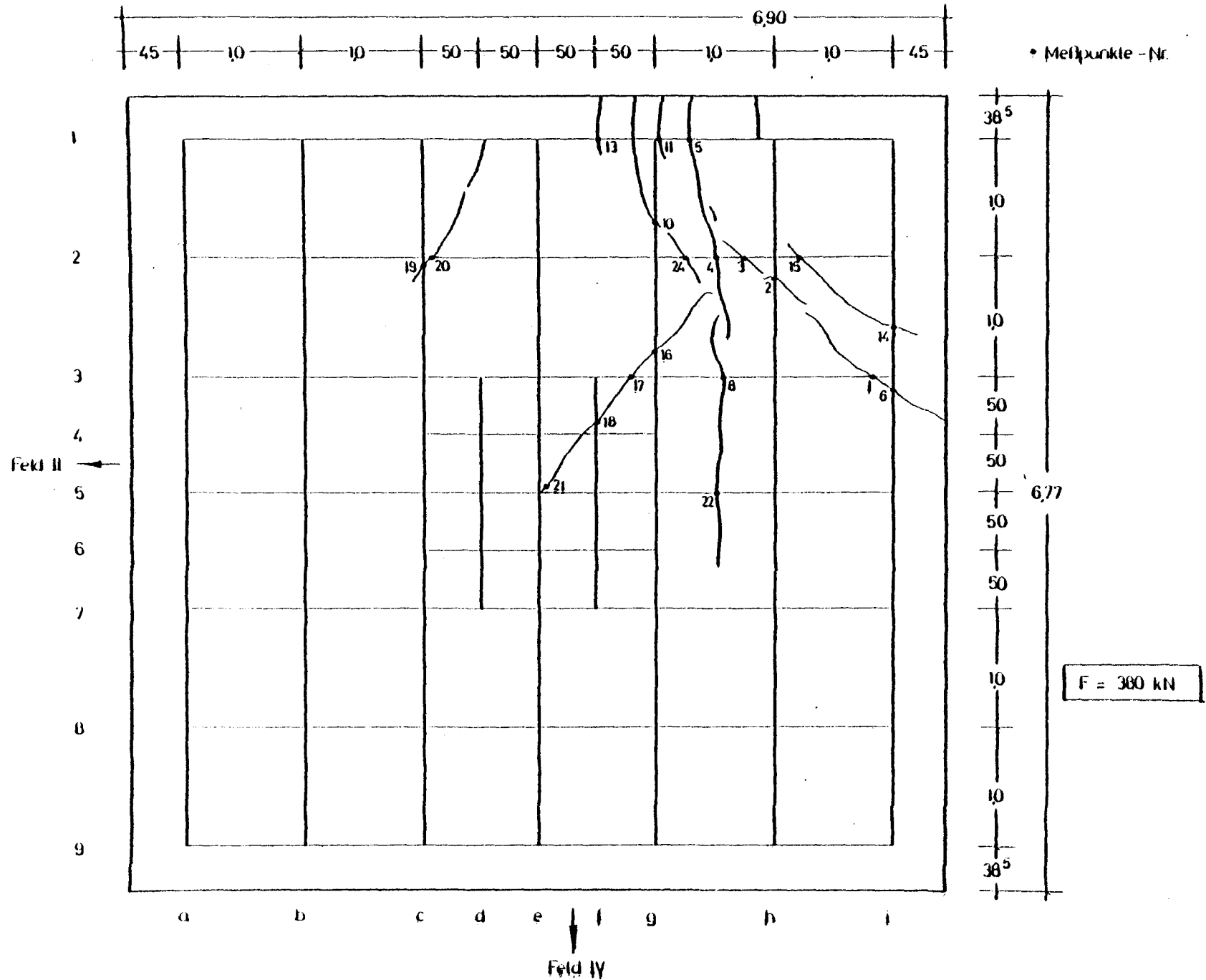


- A 30 -

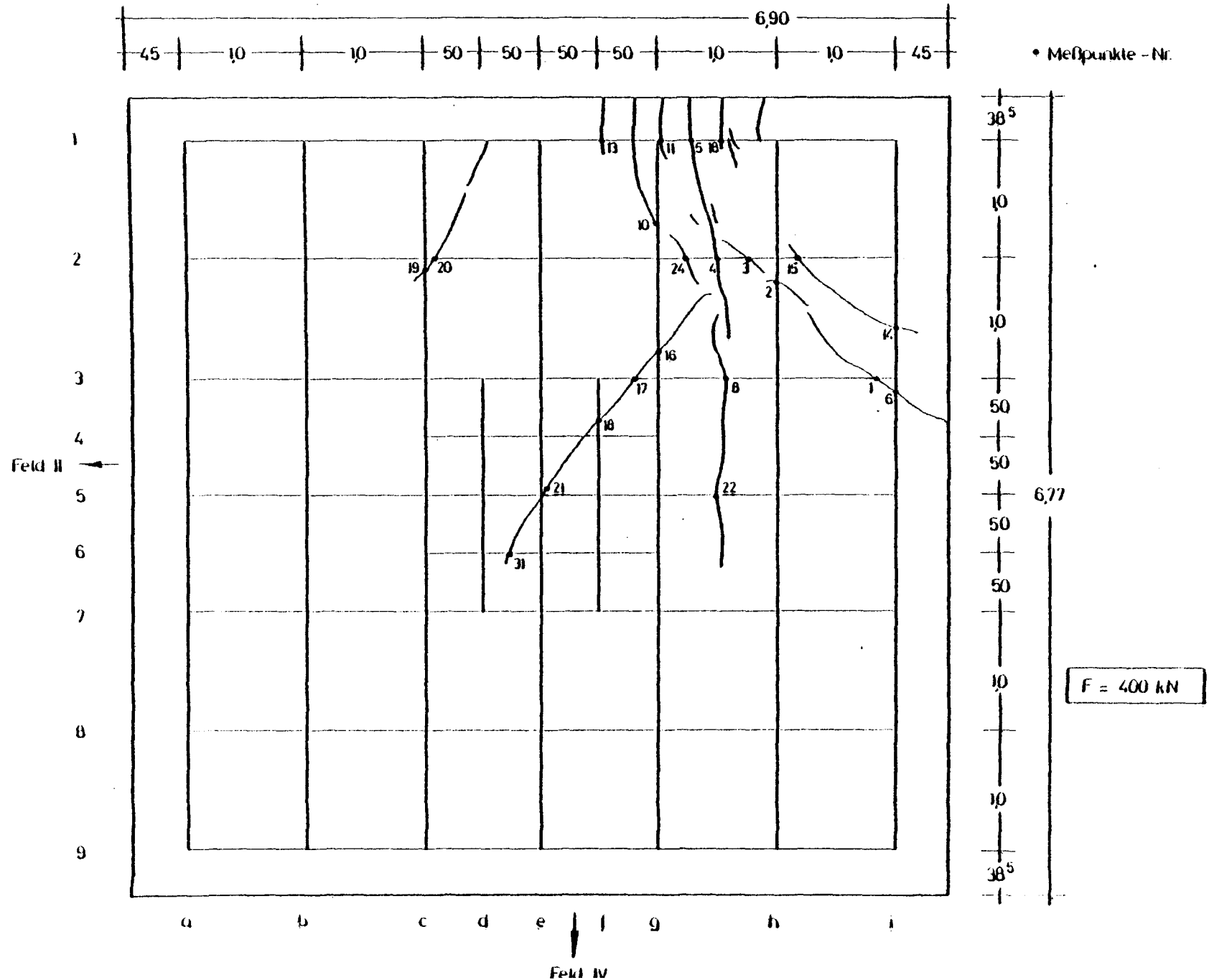
# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes III



# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes III

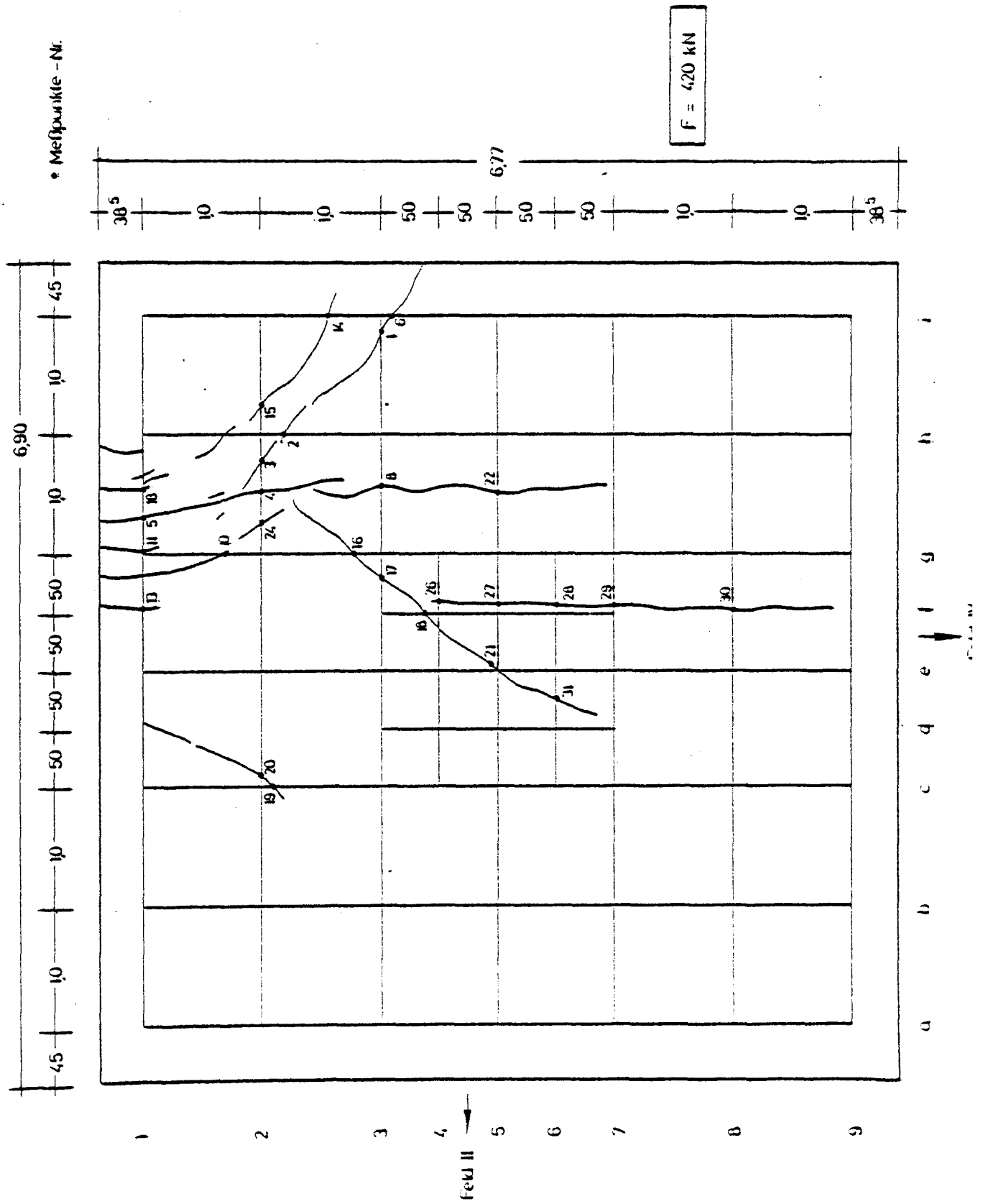


# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes III



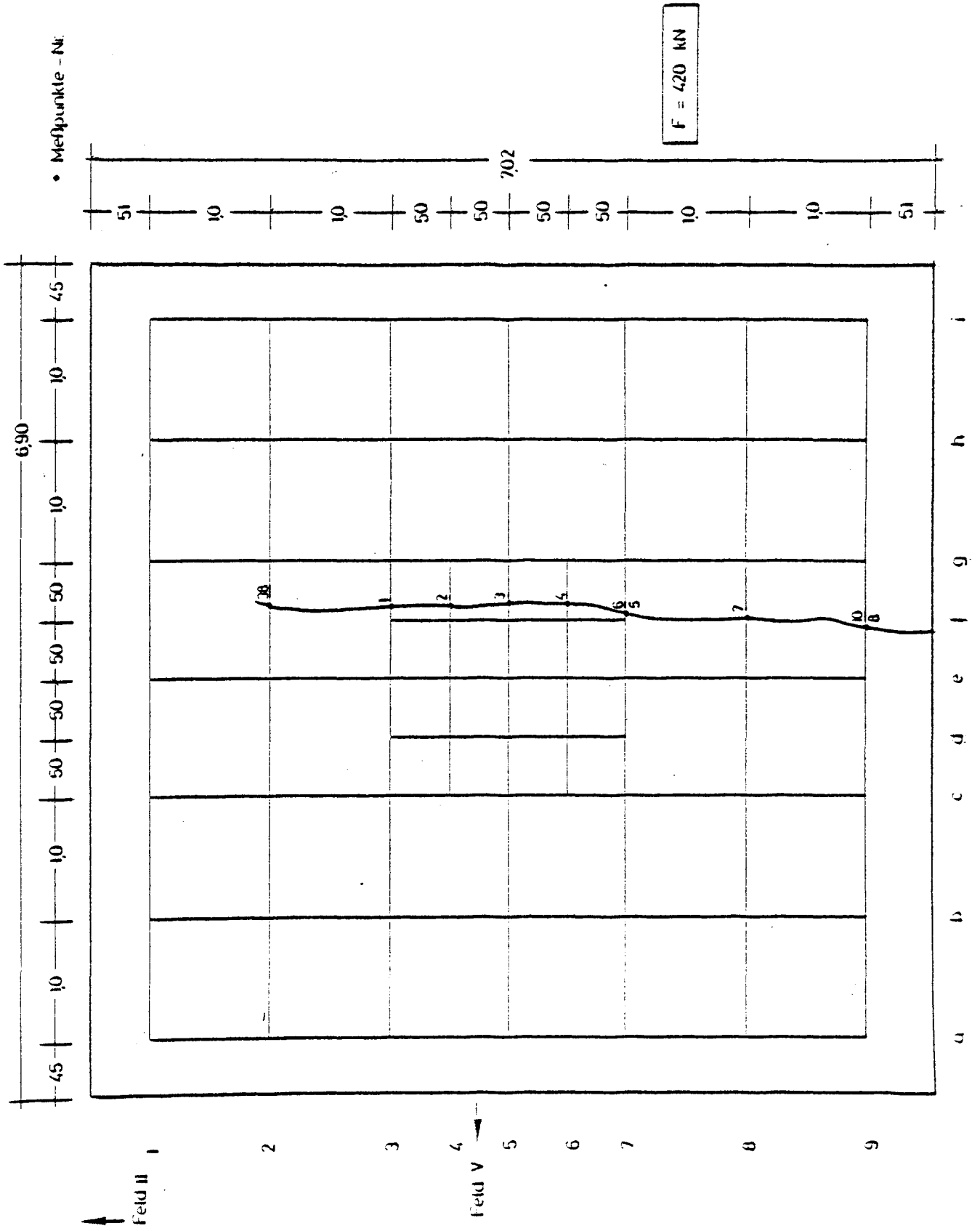
- A 33 -

Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes III

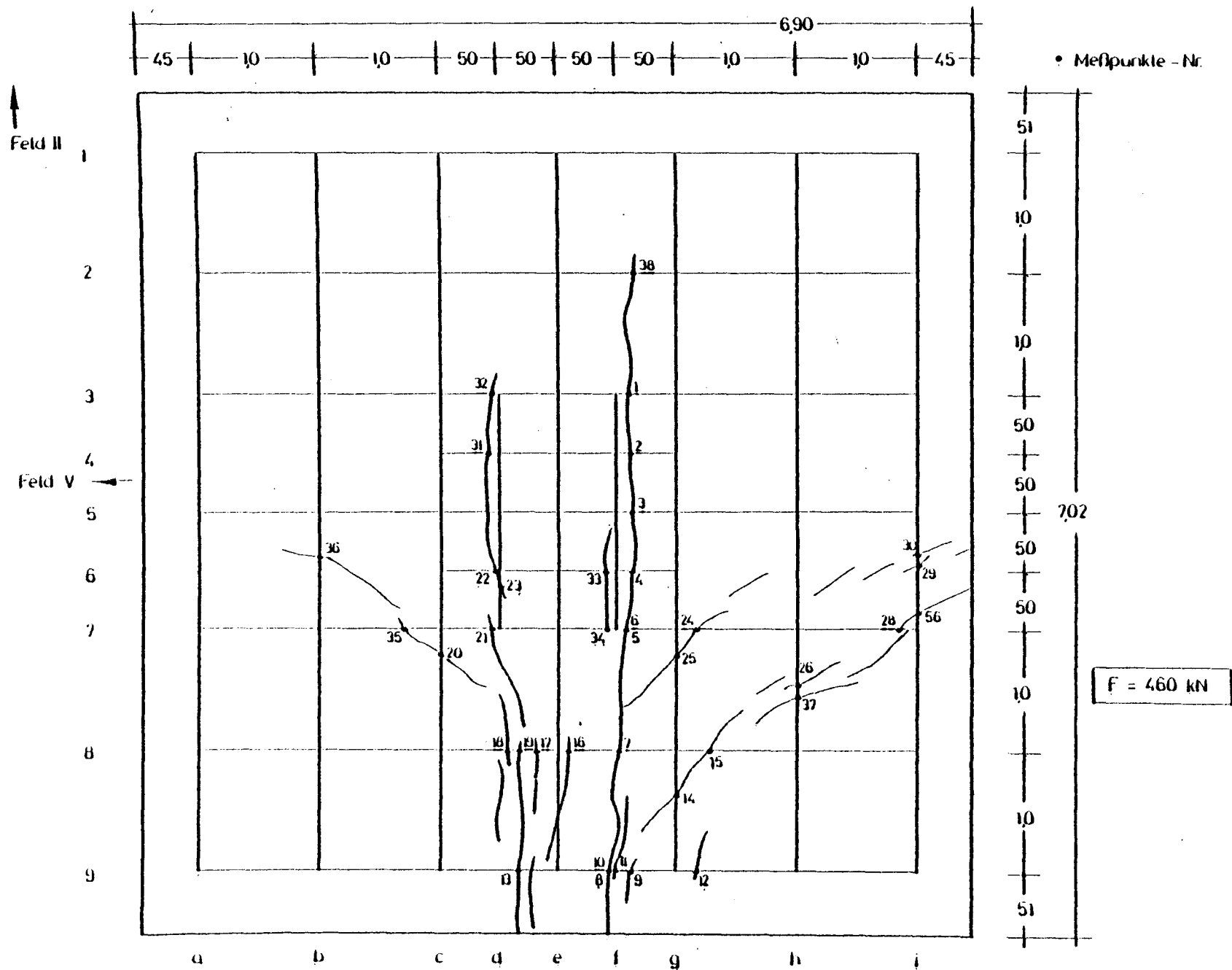




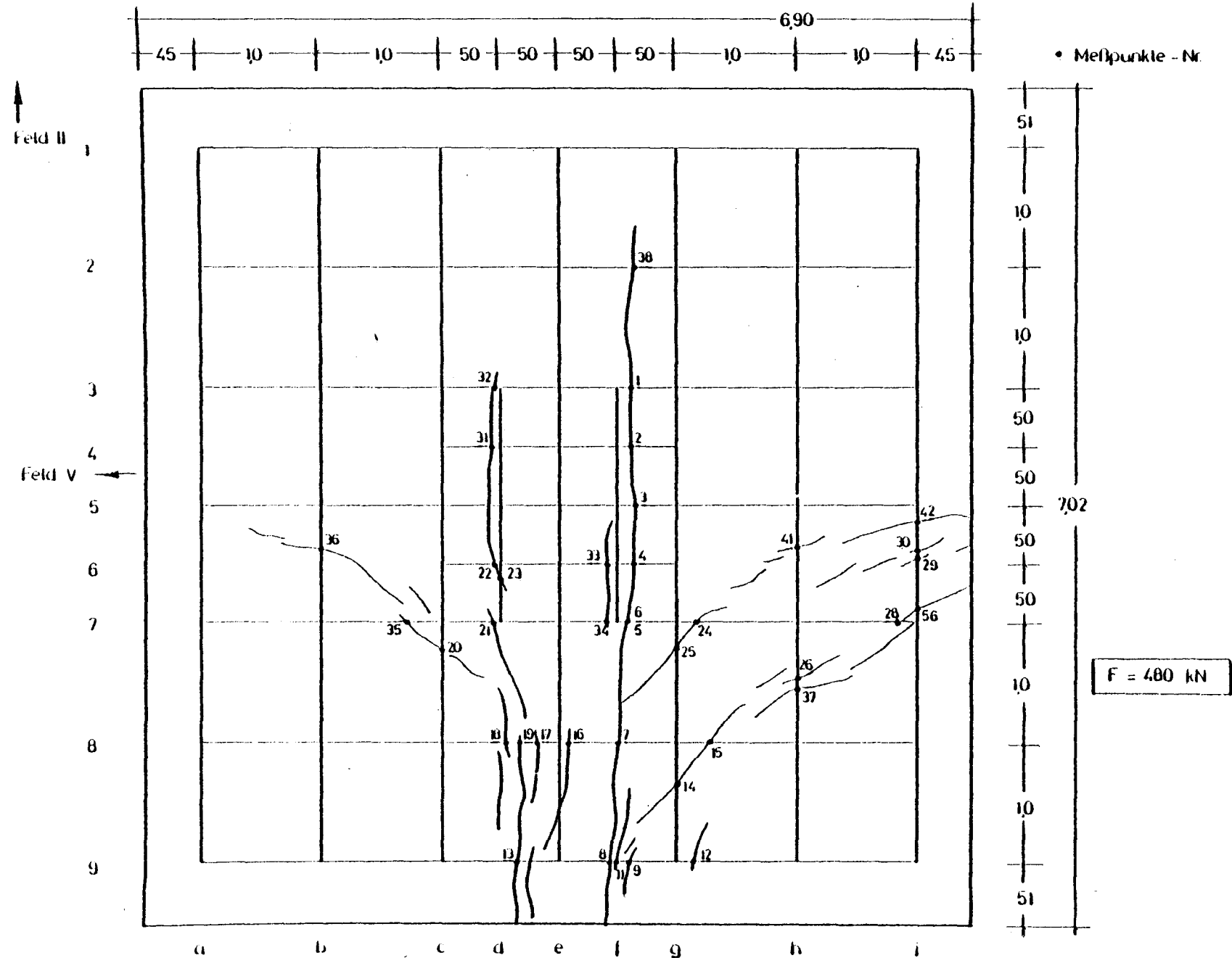
Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes IV



### Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes IV

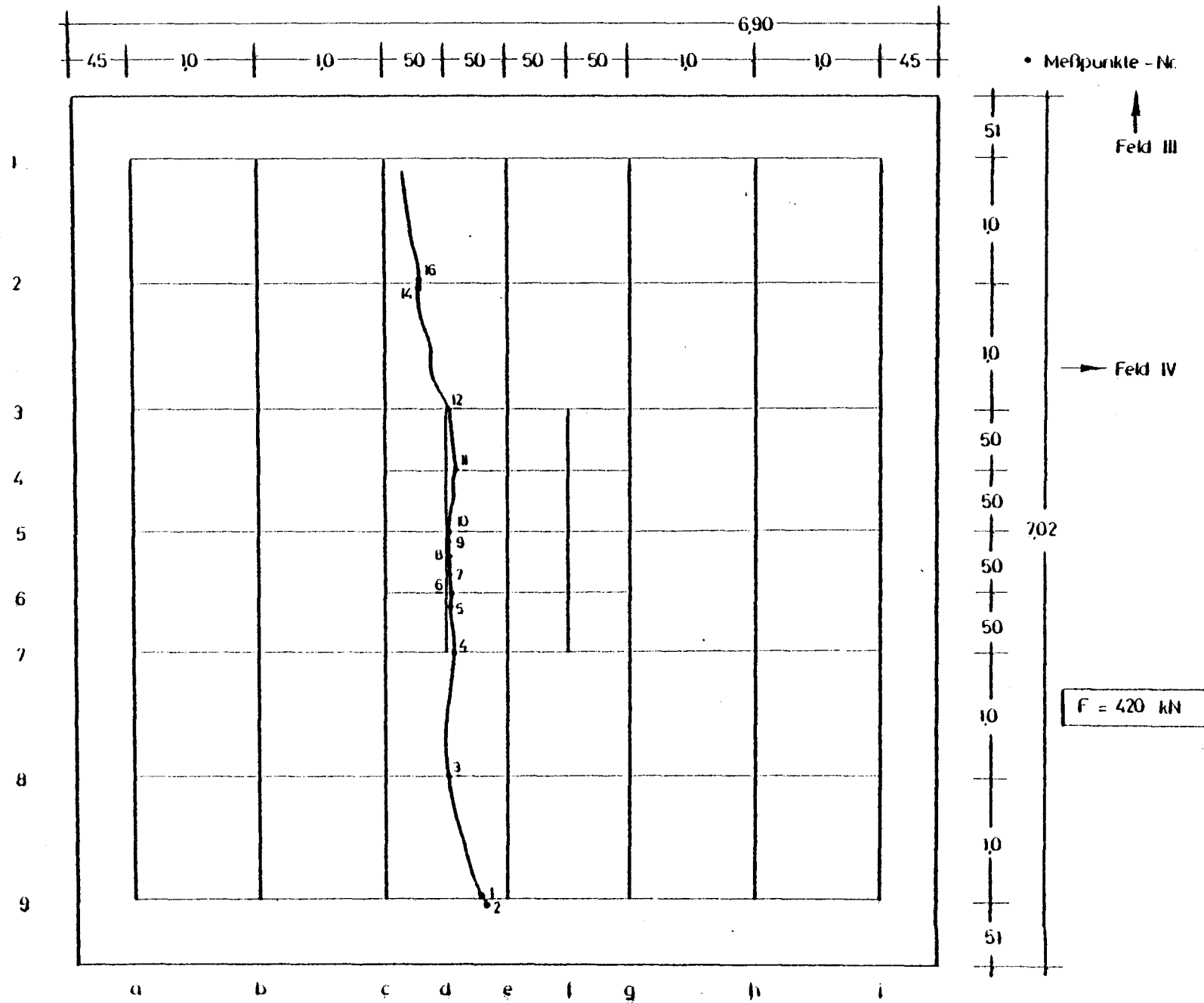


# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes IV

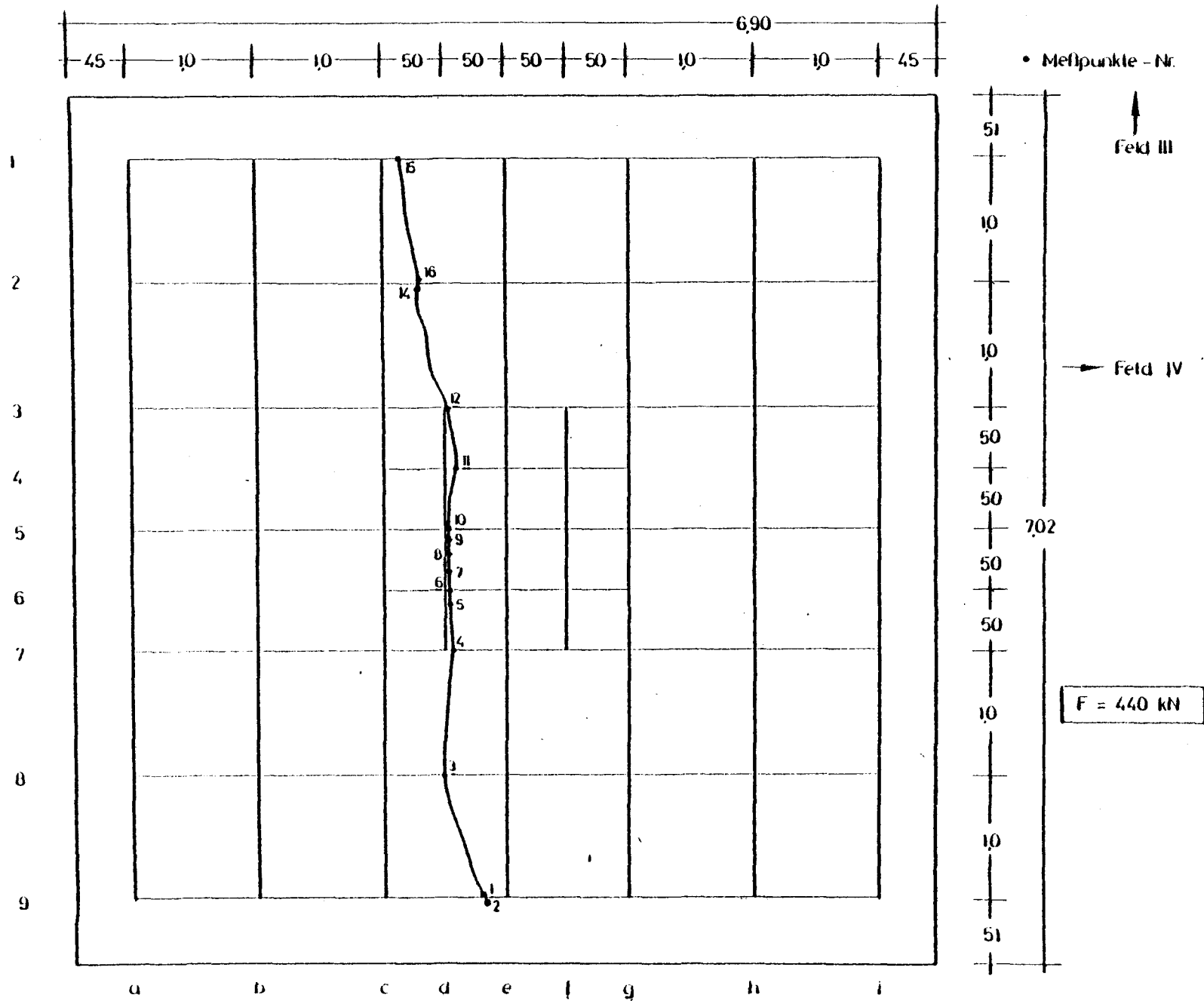




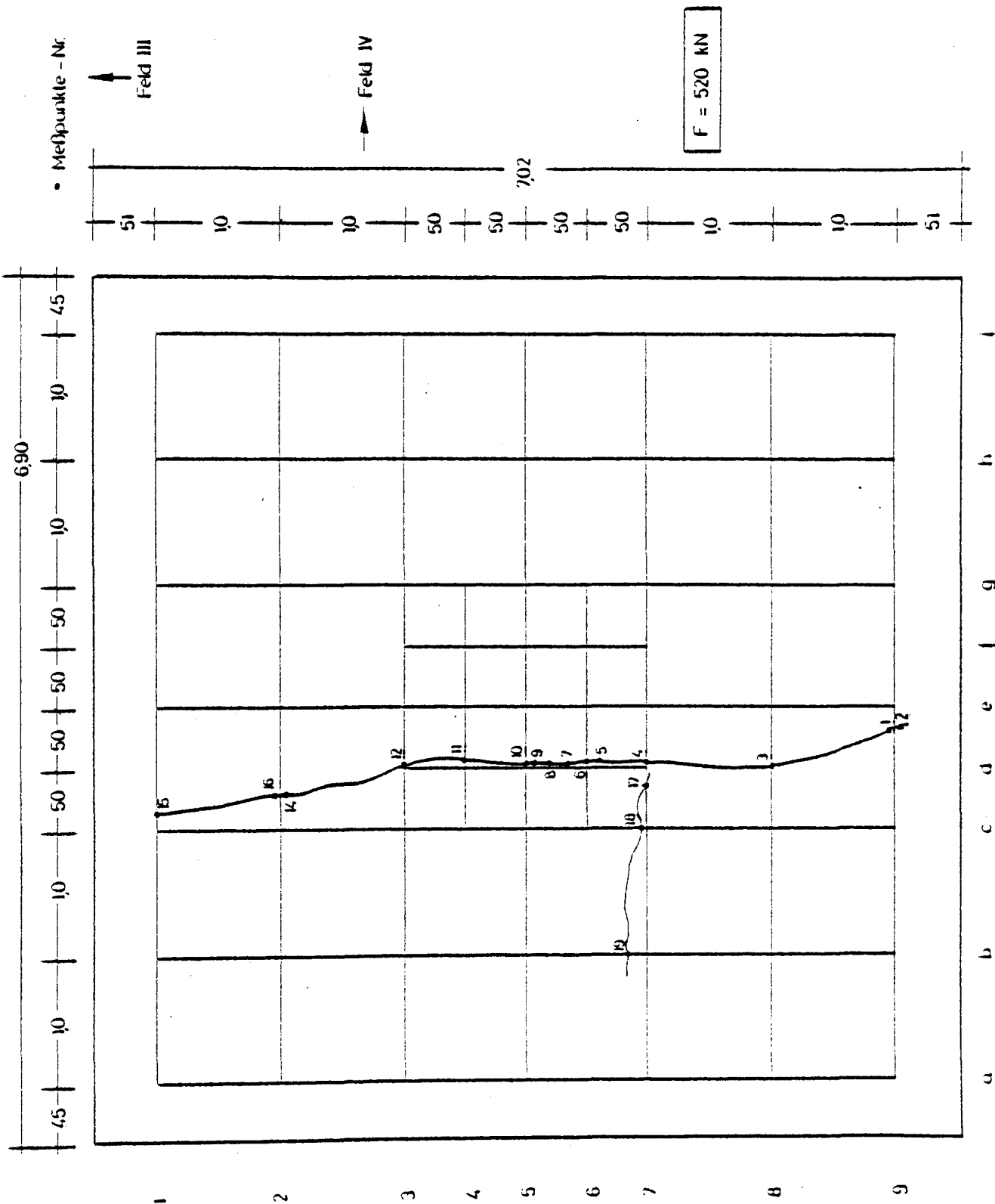
# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes V



# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes V



# Rißbild und Rißmeßpunkte an der Plattenunterseite des Feldes V



Kurzbericht zum Forschungsvorhaben:

"Ermittlung der wirtschaftlichen Bewehrung von Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund"

Im Ausland, insbesondere in den USA wird die Vorspannung ohne Verbund bei Flachdecken schon seit etwa 1960 in großem Umfang eingesetzt. Wirtschaftliche Gesichtspunkte, große Freiheit in der Wahl der Stützenanordnung und kleinstmögliche Deckenstärken sind die wichtigsten Gründe für die Anwendung dieser Bauweise. In der Bundesrepublik Deutschland wurden in der Vergangenheit Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund nur über den Weg der Genehmigung im Einzelfall ausgeführt, da eine entsprechende Vorschrift bisher fehlte.

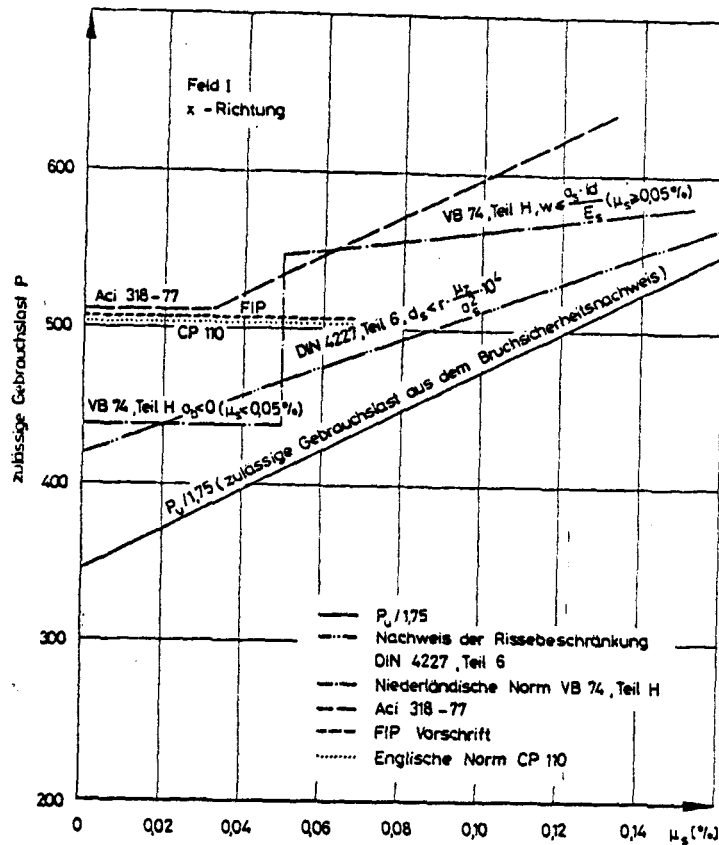
Während der Beratungen zur DIN 4227, Teil 6 "Vorspannung ohne Verbund", - im Juni 1982 bauaufsichtlich eingeführt -, stellte sich heraus, daß Unklarheiten bestanden über Mindestbewehrungsgehalt und Gebrauchsfähigkeitsnachweis. Um hier zu wirtschaftlichen und sachgerechten Lösungen zu gelangen, wurde dieses Forschungsvorhaben beantragt und gefördert.

Zunächst wurden auf Grund vorliegender experimenteller und theoretischer Untersuchungen einige derzeitig gültige Normen hinsichtlich der dort vorgesehenen Sicherung im Gebrauchslastbereich überprüft. Daran anschließend wird über eine experimentelle Untersuchung an einer Flachdecke im Maßstab 1:1 unter erhöhten Gebrauchslasten berichtet und die zuvor beschriebenen Bemessungsvorschläge mit den Ergebnissen dieser Untersuchung überprüft.

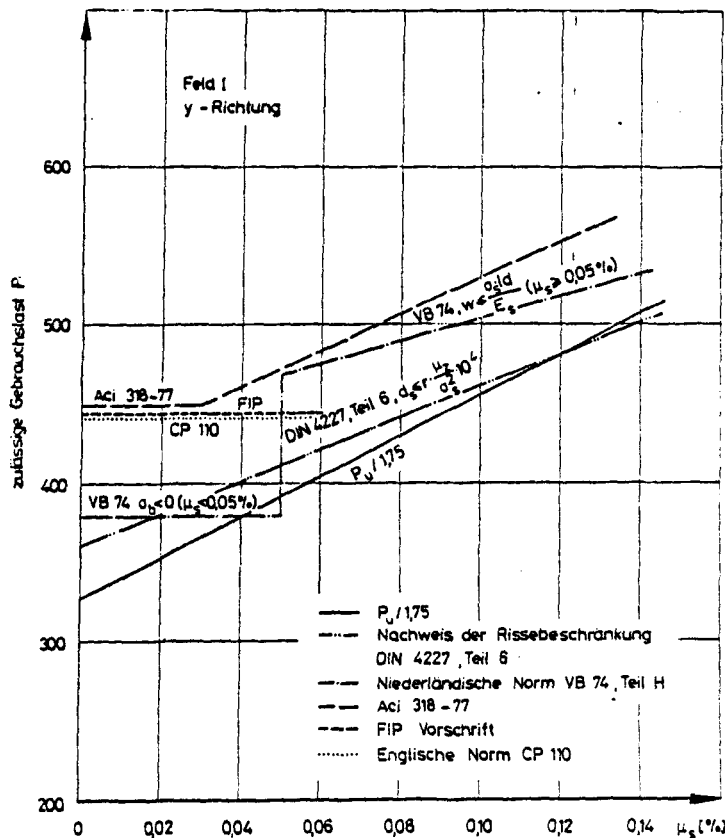
Die untersuchte Flachdecke hatte eine Gesamtlänge von 20,70 m, eine Breite von 13,79 m und eine Plattendicke von



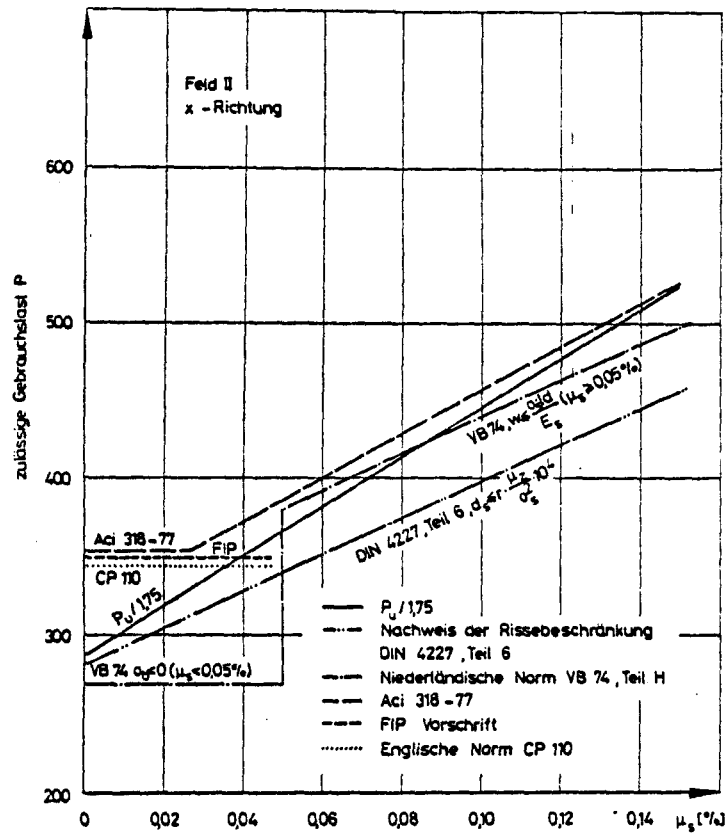




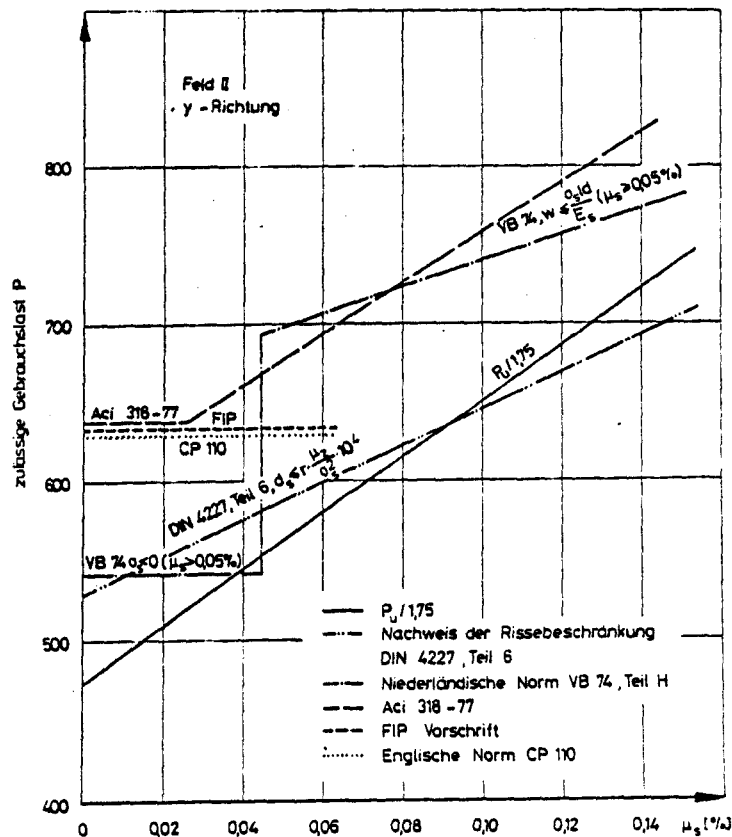
**Bild 2:** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Eckfeld (x-Richtung)



**Bild 3:** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Eckfeld (y-Richtung)



**Bild 4:** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Randfeld (x-Richtung)



**Bild 5:** Zulässige Gebrauchslast in Abhängigkeit von  $\mu_s$  im Randfeld (y-Richtung)

Die experimentellen Untersuchungen wurden an fünf Feldern durchgeführt. Es wurde jeweils ein Feld stufenweise belastet bis sich ein ausgeprägtes Rißbild eingestellt hatte mit einer maximalen Rißbreite von  $\sim 0,5$  mm. Die Belastungsfläche wurde mit  $4,0 \times 4,0 = 16,0$  m<sup>2</sup> in Feldmitte angeordnet. Bei jeder Laststufe wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Höhe der Spanngliedkräfte
- Betonstauchungen und -Dehnungen
- Rißbild und Rißbreiten
- Durchbiegungen

Mit Hilfe dieser Meßwerte konnten die vorliegenden Vorschläge zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit von Platten mit Vorspannung ohne Verbund beurteilt werden.

In den Bildern 2 - 5 wurden die zulässigen Gebrauchslasten eines Eckfeldes sowie eines Randfeldes der Versuchsdecke in Abhängigkeit vom Betonstahlbewehrungsgrad aufgetragen. Zusätzlich wurde in den Bildern 2 - 5 auch die 1/1,75-fache Bruchlast angegeben. Aus den Bildern wird deutlich, daß in der Mehrzahl der Fälle die nach den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen berechneten zulässigen Gebrauchslasten oberhalb der aus dem Bruchsicherheitsnachweis abgeleiteten Gebrauchslasten liegen. Nur nach der niederländischen Norm VB 74 Teil H sowie nach DIN 4227 Teil 6 ist der Gebrauchsfähigkeitsnachweis bereichsweise für die Festlegung der zulässigen Gebrauchslast maßgebend.

In Tabelle 1 wurden die nach den einzelnen Normen zulässigen Lasten gemäß Gebrauchsfähigkeitsnachweis den im Versuch gemessenen maximalen Rißbreiten gegenübergestellt; es zeigt sich, daß nur für die nach den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen der DIN 4227 Teil 6 bestimmten zulässigen Gebrauchslasten die gemessenen Rißbreiten weniger als 0,4 mm betragen. Dieser Wert gilt als Grenzwert, weil die Bewehrung abhängig von den Umweltbedingungen bei maximalen Rißbreiten zwischen 0,2 und 0,4 mm noch als ausreichend gegen Korrosion geschützt

		rechnerische Bruchlast $P_{ij}$ in kN nach DIN 4227, Teil 6	Gebrauchs- last $P$ in kN $P = P_{ij} / 1,75$ /zugeh. gem. Rißbreite	maximale Versuchslast in kN / zugehörige gemessene Rißbreite in 1/100m	zulässige Gebrauchslast in kN / zugehörige gemessene Rißbreite in 1/100 mm				
					DIN 4227, Teil 6	Aci 318-77	FIP	CP 110	VB 74, Teil H
		1	2	3	4	5	6	7	8
Feld I	x Richtung	724	414/7	480 / 12	470 <sup>*</sup> / 10	536 / >12	510 / >12	506 / >12	548 / >12
	y	691	395/0	480 / 8	415 <sup>*</sup> / 0	474 / 8	444 / 0	440 / 0	467 / 0
Feld II	x Richtung	594	340/0	660 / 13	321 <sup>*</sup> / 0	355 / 0	350 / 0	345 / 0	267 / 0
	y	920	526/0	660 / 10	562 <sup>*</sup> / 3	642 / 8	636 / 7	631 / 7	543 / 3
Feld III	x Richtung	611	349/12	420 / 36	420 <sup>**</sup> / 36	514 / >36	510 / >36	506 / >36	442 / >36
	y	570	326/0	420 / 37	362 <sup>**</sup> / 15	449 / >37	444 / >37	440 / >37	379 / >37
Feld IV	x Richtung	684	391/0	480 / 22	452 <sup>*</sup> / 19	514 / >22	510 / >22	504 / >22	442 / 15
	y	643	367/0	480 / 16	393 <sup>*</sup> / 0	449 / 12	444 / 12	440 / 11	379 / 0
Feld V	x Richtung	504	288/0	520 / 40	281 <sup>**</sup> / 0	355 / 0	350 / 0	345 / 0	267 / 0
	y	832	475/0	520 / 11	531 <sup>**</sup> / >11	642 / >11	636 / >11	631 / >11	543 / >11

Bei allen Lasten wurde eine Belastungsfläche von  $16 \text{ m}^2$  zugrundegelegt

<sup>\*</sup> nach DIN 4227 Teil 6, Abschnitt 10.2  $d_s \leq r \cdot \frac{\mu_z}{0,5} \cdot 10^4$

<sup>\*\*</sup> nach DIN 4227 Teil 6, Abschnitt 10.1  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{d}{3}$  für  $d < 0,4 \text{ m}$

Tabelle 1 : Rechnerische Bruchlast, max. Versuchslast und zulässige Gebrauchslasten mit zugehöriger gemessener Rißbreite

gilt. Bei den übrigen Normen treten bei Ausnutzung der nach dem Gebrauchsfähigkeitsnachweis zulässigen Lasten erheblich größere Rißbreiten auf. In Tabelle 1 konnte nicht für alle zulässigen Gebrauchslasten eine gemessene Rißweite angegeben werden, da die maximale Versuchslast unterhalb der im Gebrauchsfähigkeitsnachweis ermittelten Lasten lag. In diesen Fällen liegt die entsprechende Rißbreite jedoch weit über dem zulässigen Wert.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß das Rißverhalten solcher Flachdeckenfelder mit nur geringer oder gar keiner Betonstahlbewehrung - bedingt durch geringe Rißverteilung und einen schnellen Anstieg der maximalen Rißbreiten - ungünstig ist; wegen der verhältnismäßig niedrigen Bruchmomente liegt jedoch die zulässige Gebrauchslast meist unterhalb der Rißlast. In den Fällen, in denen die Gebrauchslast von gering schlaff bewehrten Deckenfeldern oberhalb der Rißlast liegt, erweisen sich die Nachweisverfahren der DIN 4227/6 als wirkungsvolles Hilfsmittel zur Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit.

Ähnliches gilt für Decken mit höheren Betonstahlbewehrungsgehalten. Hier ist wegen der vergrößerten Bruchmomente im Gebrauchszustand mit Rißbildung zu rechnen. Die dabei auftretenden Rißbreiten können, wie die Versuchsergebnisse in Tabelle 1 zeigen, durch den Gebrauchsfähigkeitsnachweis nach DIN 4227 Teil 6 wirksam begrenzt werden.

Die experimentelle Untersuchung einer Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund und der entsprechende Vergleich mit den einschlägigen Vorschriften zeigt, daß DIN 4227 Teil 6 durchaus in der Lage ist, die Gebrauchsfähigkeit dieser Bauweise ohne wesentliche Beeinträchtigung ihrer Wirtschaftlichkeit sicherzustellen. Die Befürchtung, daß in DIN 4227 Teil 6 aufgrund mangelnder Kenntnisse über das Tragverhalten im Gebrauchszustand ein übervorsichtiges Nachweisverfahren formuliert wird, konnte durch die vorliegenden Untersuchungen beseitigt werden.

